



Duarte Miguel Viúla Faria
Mestre em Engenharia de Estruturas

Reforço de Lajes de Betão Armado usando Pós-Tensão com Ancoragens por Aderência

Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em
Engenharia Civil, Especialidade Estruturas

Orientador: Válder José da Guia Lúcio,
Professor Associado, FCT/UNL
Co-orientador: António Manuel Pinho Ramos,
Professor Auxiliar, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Fernando Manuel Anjos Henriques
Arguente(s): Prof. Doutor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio
Prof. Doutor Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Vogais: Prof. Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras
Prof. Doutor Válder José da Guia Lúcio
Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos



Dezembro 2011

Copyright Duarte Miguel Viúla Faria, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Ao Duarte e à Helena
Aos meus Pais e ao meu Irmão

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof. Válder Lúcio e Prof. António Pinho Ramos, pela disponibilidade, pelo incentivo e pelo seu acompanhamento durante a realização deste trabalho.

Aos Professores Carlos Chastres Rodrigues, Fernando Pinho e António Lopes Batista, e aos colegas Eng.^o Hugo Biscaia, Eng.^o Rui Marreiros, Eng.^a Ana Rita Gião, Eng.^a Carla Marchão, Eng.^a Ana Brás, Eng.^o Romeu Reguengos, Eng.^o Hugo Sousa e Eng.^o Edmar Martins, com os quais discuti o trabalho e recebi valiosas sugestões sempre que necessário. Agradecer novamente ao Eng.^o Hugo Biscaia e também ao Prof. Vladimir Cervenka pela ajuda no desenvolvimento dos modelos de elementos finitos.

A todo o pessoal do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, por ter criado as condições que tornaram possível o desenvolvimento deste trabalho.

Ao pessoal técnico do Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Sr. José Gaspar e Sr. Jorge Silvério, pelo empenho e dedicação prestada na realização dos trabalhos experimentais. Também ao Sr. Fernando Alves do Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa pela execução de trabalhos com elementos metálicos.

Às empresas CONCREMAT, HILTI Portugal, SIKA, VSL e SECIL.

Ao Ministério da Ciência Tecnologia e Ensino Superior, através da Fundação para a Ciência e Tecnologia, pela Bolsa de Doutoramento SFRH/BD/37538/2007.

Por fim, agradecer a toda a minha família por todo o incentivo e apoio.

SUMÁRIO

O uso de lajes fungiforme de betão armado é uma solução comum, uma vez que este tipo de laje é económica e é de construção fácil e rápida. A principal desvantagem deste sistema estrutural é a elevada concentração de tensões na zona de ligação pilar/laje. Este trabalho visa apresentar uma investigação experimental, cujo objectivo foi estudar um sistema de reforço de lajes fungiformes de betão armado que permita resolver simultaneamente a maioria dos problemas que possam surgir. O sistema de reforço proposto permite uma redução das deformações e fendilhação, assim como redução de esforços de flexão, corte e punçoamento. Consiste na introdução de pós-tensão com ancoragens por aderência entre um cordão de aço de alta resistência e o elemento de betão, usando para tal um agente de aderência. Este método traz algumas vantagens em relação ao reforço tradicional com pré-esforço, tais como: não tem ancoragens exteriores permanentes; é mais barato e fácil de instalar; não compromete a estética e espaço utilizável; enquanto que no sistema de reforço com pré-esforço tradicional existem forças concentradas junto às ancoragens, neste sistema as tensões nas zonas de ancoragem são introduzidas gradualmente ao longo de um comprimento de transmissão.

Para desenvolver o sistema foram realizados ensaios de *pull-out* e *push-in*. Os cordões foram selados em furos executados em blocos de betão, sendo posteriormente selados com um agente de aderência (baseados em resinas epoxídicas e numa calda de cimento) com vários comprimentos de selagem, assim como ensaios de longo prazo, que permitem o estudo do comportamento da ligação ao longo da vida útil da ligação. Os ensaios *pull-out* e *push-in* foram complementados com uma análise teórica que permitiu justificar a utilização de um modelo de tensões uniformes. Com base nos resultados obtidos, foram então realizados os ensaios em lajes, medindo 2300x2300 mm² com 100 mm e 120 mm de espessura, sem armadura específica de punçoamento, com pré-esforço unidireccional e bidireccional, sendo que algumas delas foram ensaiadas à pós-rotura ao punçoamento. Os resultados foram comparados com uma análise de elementos finitos usando modelos tridimensionais e que simulam ¼ de laje, simulando também o comportamento não linear dos materiais, tendo-se obtido resultados razoáveis quando comparados com os resultados experimentais. São apresentados os resultados em termos de capacidade de carga, esforços resistentes, extensões das armaduras e deslocamentos das lajes, sendo feita uma comparação com o preconizado no ACI 318-08, na NP EN 1992-1-1(2010) e no MC2010. Foi elaborado um exemplo prático de dimensionamento de uma laje fungiforme, onde se apresenta uma metodologia de cálculo e dimensionamento para este tipo de reforço. Finalmente, pode-se afirmar que o sistema é viável para ser utilizado em aplicações práticas.

STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE SLABS USING POST-TENSIONING WITH ANCHORAGES BY BONDING

SUMMARY

Flat slabs are a common solution for buildings because they are economical, easy and fast to build. The main drawback of this structural system is the high stress concentrations in the slab-column connection area. This work aims to present an experimental research, whose objective was to study a strengthening system for reinforced concrete flat slabs which allows to solve simultaneously most problems that may arise. The proposed strengthening system may reduce deformation and cracking, bending, shear and punching forces. It consists in the introduction of post-tension using anchorages by bonding between the prestress tendon and the concrete, using a bonding agent. This method brings some advantages in relation to the traditional strengthening with prestress such as: does not have external permanent anchorages; it is cheaper and easy to install; does not compromise aesthetics and useable space; while in traditional prestress strengthening the anchorage forces are concentrated, in this system the stresses in the anchorage zones are introduced gradually along the prestress transmission length.

To develop the system, *pull-out* and *push-in* tests of the strands were performed. The strands were embedded in holes inside concrete blocks, sealed with an epoxy and cementitious bonding agent with several embedment lengths, along with long-term tests, allowing the study of the behaviour along the life time of the anchorage. Complementary, a theoretical analysis was developed in order to access the experimental results. Based in the results of the those tests, tests in slabs measuring 2300x2300 mm² without shear reinforcement, with 100 mm and 120 mm thickness, were performed, and some of these were also tested in post-punching. One-way and two-way prestress was tested. The results were compared with a three-dimensional non-linear finite element analysis, simulating ¼ of the slab, showing reasonable agreement with the experimental results. The results in terms of load capacity improvement, resistance, strains and deformations are presented, and also a comparison with ACI 318-08, NP EN 1992-1-1 (2010) and with MC20100 is carried out. It was done a practical example of a reinforced concrete flat slab strengthening, where is presented a design methodology of the strengthening system proposed.

Finally, it may be said that the system is viable to be used in practical applications.

ÍNDICE DE MATÉRIAS

AGRADECIMENTOS	VII
SUMÁRIO	IX
SUMMARY	XI
ÍNDICE DE MATÉRIAS	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIX
ÍNDICE DE QUADROS	XXXVII
SIMBOLOGIA E NOTAÇÕES	XLI
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ASPECTOS GERAIS	1
1.2 OBJECTIVOS	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	4
CAPÍTULO 2 ESTADO DO CONHECIMENTO EM REFORÇO DE LAJES	7
2.1 INTRODUÇÃO	7
2.1.1 Considerações gerais.....	7
2.2 REFORÇO À FLEXÃO DE LAJES DE BETÃO ARMADO	8
2.2.1 Introdução	8
2.2.2 Aumento de secção e/ou colocação de armaduras adicionais.....	9
2.2.3 Chapas metálicas coladas e com buchas	11
2.2.4 FRP colados e/ou mecanicamente ancorados.....	17
2.2.5 Reforço através de deslocamentos impostos e/ou introdução de novos elementos.....	27
2.2.6 Pré-esforço adicional	30
2.3 REFORÇO AO PUNÇOAMENTO DE LAJES DE BETÃO ARMADO	34
2.3.1 Substituição do betão	34
2.3.2 Criação de um capitel em betão	38
2.3.3 Colocação de capitel metálico	39
2.3.4 Colocação de novas armaduras transversais	41
2.3.5 Considerações finais	54

CAPÍTULO 3 SISTEMA DE PÓS-TENSÃO COM ANCORAGENS POR ADERÊNCIA	57
3.1	INTRODUÇÃO 57
3.2	FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO SISTEMA 59
3.2.1	Furação da laje e limpeza dos furos 59
3.2.2	Montagem dos desviadores e dos cordões de pré-esforço 60
3.2.3	Tensionamento dos cordões..... 61
3.2.4	Injecção com agente de aderência 62
3.2.5	Transmissão da força de pré-esforço 63
3.3	EQUIPAMENTO E MATERIAIS..... 64
3.3.1	Escora 65
3.3.2	Actuadores para aplicação de pré-esforço..... 67
3.3.3	Desviadores 70
3.3.4	Agentes de aderência..... 70
3.4	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO SISTEMA..... 71
3.5	COMENTÁRIOS FINAIS 73
CAPÍTULO 4 ENSAIOS DE ADERÊNCIA.....	75
4.1	INTRODUÇÃO 75
4.2	ADERÊNCIA DE CORDÕES DE AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA 77
4.2.1	Considerações gerais 77
4.2.2	Mecanismos de Aderência..... 78
4.2.3	Investigação 82
4.3	ADERÊNCIA DE CORDÕES POSTERIORMENTE SELADOS 82
4.3.1	Considerações gerais 82
4.3.2	Investigação 82
4.4	ANCORAGENS PÓS-INSTALADAS 85
4.4.1	Agentes de aderência - considerações gerais 85
4.4.2	Ancoragens 88
4.5	ENSAIOS DE <i>PULL-OUT</i> 103
4.5.1	Descrição dos modelos 103
4.5.2	Caracterização dos materiais 108
4.5.3	Instrumentação dos ensaios 118
4.5.4	Execução dos ensaios..... 119
4.5.5	Análise dos resultados..... 120
4.6	ENSAIOS DE <i>PUSH-IN</i> 128
4.6.1	Descrição dos modelos 128
4.6.2	Caracterização dos materiais 132

4.6.3	Instrumentação dos ensaios.....	132
4.6.4	Execução dos ensaios.....	133
4.6.5	Análise dos resultados.....	134
4.7	ENSAIOS A LONGO PRAZO.....	144
4.7.1	Descrição dos modelos e execução dos ensaios.....	144
4.7.2	Caracterização dos materiais	146
4.7.3	Instrumentação dos ensaios.....	146
4.7.4	Análise dos resultados.....	146
4.8	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA	147
4.8.1	Análise dos resultados.....	147
4.8.2	Tensões de aderência para dimensionamento	157
4.8.3	Limites estimados para aplicação do modelo de tensão uniforme	158
4.9	COMENTÁRIOS FINAIS	161
CAPÍTULO 5 DESEMPENHO DO REFORÇO EM LAJES.....		165
5.1	INTRODUÇÃO	165
5.2	EFEITO DO PRÉ-ESFORÇO NO COMPORTAMENTO AO PUNÇOAMENTO... 165	165
5.2.1	Ensaio de Grow e Vanderbilt	165
5.2.2	Ensaio de Burns e Hemakon	166
5.2.3	Ensaio de Nylander <i>et al.</i>	167
5.2.4	Ensaio de Pralong <i>et al.</i>	168
5.2.5	Ensaio de Regan	168
5.2.6	Ensaio de Shehata	172
5.2.7	Ensaio de Hassanzadeh	174
5.2.8	Ensaio de Ramos	175
5.3	NORMAS	178
5.3.1	Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1)	178
5.3.2	ACI 318-08	180
5.3.3	MC2010.....	182
5.4	DESCRIÇÃO DOS MODELOS.....	185
5.5	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	196
5.5.1	Betão.....	196
5.5.2	Aço da armadura ordinária	197
5.5.3	Aço da armadura de pré-esforço e agente de aderência	198
5.6	INSTRUMENTAÇÃO DOS ENSAIOS	198
5.7	EXECUÇÃO DOS ENSAIOS.....	203
5.7.1	Modelos DF1 e DF4	203

5.7.2	Modelos DF2, DF3, DF5 e DF6	204
5.7.3	Modelo DF7	204
5.8	ANÁLISE DOS RESULTADOS	206
5.8.1	Evolução das forças nos cordões de pré-esforço	206
5.8.2	Deslocamentos verticais	214
5.8.3	Extensões na armadura longitudinal superior	226
5.9	EFEITO DO REFORÇO NA CAPACIDADE DE CARGA	236
5.10	ANÁLISE DAS CARGAS DE ROTURA	240
5.11	GEOMETRIA DAS SUPERFÍCIES DE ROTURA	247
5.12	COMENTÁRIOS FINAIS	251
CAPÍTULO 6 COMPORTAMENTO PÓS-ROTURA		253
6.1	INTRODUÇÃO	253
6.2	EFEITO DO PRÉ-ESFORÇO NA PÓS-ROTURA.....	253
6.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS	258
6.3.1	Deslocamentos verticais.....	258
6.3.2	Forças nas armaduras de pré-esforço	267
6.3.3	Cargas máximas de pós-rotura.....	270
6.4	MODELOS PARA O CÁLCULO DA CARGA DE PÓS-ROTURA.....	271
6.4.1	Comparação com modelos existentes	271
6.4.2	Proposta para estimar a resistência promovida pelas armaduras superiores....	272
6.5	RECOMENDAÇÕES PARA CÁLCULO	273
6.6	COMENTÁRIOS FINAIS	275
CAPÍTULO 7 ANÁLISE NUMÉRICA DOS MODELOS DE LAJES		277
7.1	INTRODUÇÃO	277
7.2	SIMULAÇÃO DO PUNÇOAMENTO PELO MEF	278
7.2.1	Análises 2D axi-simétricas.....	279
7.2.2	Análises 3D	282
7.2.3	Considerações finais	285
7.3	O PROGRAMA DE CÁLCULO ATENA	285
7.3.1	Betão	286
7.3.2	Aço das armaduras.....	288
7.4	MODELAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	289
7.4.1	Descrição dos modelos	289
7.4.2	Forças nas armaduras de pré-esforço	293
7.4.3	Deslocamentos verticais.....	295

7.4.4	Extensões na armadura longitudinal superior	301
7.4.5	Fendilhação	306
7.4.6	Inclinação das superfícies de rotura	307
7.4.7	Cargas de rotura.....	309
7.5	APLICAÇÃO DO MODELO EM OUTRAS SOLUÇÕES DE REFORÇO	309
7.6	COMENTÁRIOS FINAIS	312

CAPÍTULO 8 RECOMENDAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO 315

8.1	INTRODUÇÃO	315
8.2	PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO	315
8.2.1	Considerações gerais.....	315
8.2.2	Valor da força de pré-esforço	316
8.2.3	Tensão de aderência de cálculo	325
8.2.4	Aplicação a casos típicos de reforço.....	326
8.2.5	Combinações de acções e coeficientes parciais relativos aos materiais.....	327
8.2.6	Verificação da segurança aos estados limites últimos	328
8.2.7	Verificação da segurança em relação ao pós-colapso.....	329
8.2.8	Estados limites de utilização.....	331
8.3	EXEMPLO DE APLICAÇÃO.....	337
8.3.1	Descrição do caso de estudo.....	337
8.3.2	Acções, combinações e modelo numérico de análise da estrutura	338
8.3.3	Verificação da segurança da estrutura existente	339
8.3.4	Verificação do estado limite de deformação na estrutura existente	341
8.3.5	Concepção do reforço e verificação da segurança da estrutura reforçada.....	343
8.3.6	Estado limite de deformação da estrutura reforçada.....	348
8.4	COMENTÁRIOS FINAIS	349

CAPÍTULO 9 CONCLUSÕES 351

9.1	CONCLUSÕES	351
9.1.1	Ensaaios de aderência	351
9.1.2	Ensaaios de modelos de lajes	353
9.1.3	Análise numérica dos modelos de lajes.....	355
9.1.4	Sistema proposto.....	356
9.2	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	357

ANEXO I CÉLULAS DE CARGA PARA ENSAIOS DE LONGO PRAZO 385

ANEXO II LEVANTAMENTO FOTOGRÁFICO DOS MODELOS ENSAIADOS 389

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema de reforço de lajes por introdução de novas armaduras em sulcos realizados na secção existente.....	9
Figura 2.2 – Esquema de reforço de lajes por introdução de novas armaduras com aumento de secção.	10
Figura 2.3– Reforço de lajes com espessamento da laje pelo topo.....	10
Figura 2.4 – Esquema tipo de reforço de lajes com chapas metálicas coladas.	12
Figura 2.5 – Aplicação de chapas metálicas para reforço de laje.....	13
Figura 2.6 – Padrão das fissuras na fase de rotura, nas lajes SB1 a SB5; (a), (c), (e), (g) e (i) faces inferiores das lajes SB1 a SB5 respectivamente, (b), (d), (f), (h) e (j) faces superiores das lajes SB1 a SB5 respectivamente.	15
Figura 2.7 – Esquema dos reforços [95]. (dimensões em mm)	16
Figura 2.8 – Aspecto da rotura de um modelo [95].	17
Figura 2.9 – Aplicação de FRP [108].	18
Figura 2.10 – Aplicação de FRP pré-esforçado [108].....	19
Figura 2.11 – Aplicação de NSM [108].....	19
Figura 2.12 – Lajes reforçadas com laminados (a), e reforçadas com tecidos (b) [248]. (dimensões em mm)	23
Figura 2.13– Aparência da rotura de um modelo reforçado à flexão com CFRP [94].	24
Figura 2.14 – Detalhes da ancoragem [96].	25
Figura 2.15 – Esquema de ensaio, vista lateral e vista do reforço com CFRP [163]. (dimensões em mm)	26
Figura 2.16 – Introdução de novos elementos (adaptado de Emmons [100]).....	28
Figura 2.17 – Vista geral de estrutura a reforçar [184].	28
Figura 2.18 – Introdução de novos pilares [184].	29
Figura 2.19 – Introdução de parede em betão armado [184].....	29
Figura 2.20 – Introdução de pilares por forma a diminuir o vão [184].	30
Figura 2.21– (a) Marcação do posicionamento do cordão após utilização de raios-X,	

(b) furação do elemento existente, (c) montagem dos cordões, (d) estado final do reforço, (e) operação de tensionamento, (f) pormenor do macaco hidráulico, (g) ancoragem num pilar e (h) pormenor de uma ancoragem com protecção galvanizada [35].	33
Figura 2.22– Reforço por substituição do betão.	35
Figura 2.23– Reforço por criação de um capitel em betão.	39
Figura 2.24 – Aumento da secção do pilar e introdução de capitel em betão [184].	39
Figura 2.25– Reforço por adição de capitel metálico ou chapas metálicas.	40
Figura 2.26– Reforço por adição de perfis metálicos.	40
Figura 2.27 – Introdução de varões verticais de reforço – vista da face superior [184].	41
Figura 2.28 – Introdução de varões verticais de reforço – vista da face inferior [184].	42
Figura 2.29– Geometria do reforço nos modelos PR1 E PR2, respectivamente [228]. (desenho sem escala e dimensões em mm)	43
Figura 2.30– Geometria e condições de fronteira das lajes octogonais reforçadas [197]. (desenho sem escala e dimensões em mm)	45
Figura 2.31– Laje reforçada com varões de aço transversais ensaiada por Hassanzageh [139][197].	46
Figura 2.32– Sistema de ensaio [169].	47
Figura 2.33– Laje reforçada (a) esquema geral e (b) vista da face inferior da laje V2 [169]. (desenho sem escala e dimensões em mm)	47
Figura 2.34– Pormenorização do reforço com FRP [99].	49
Figura 2.35– Disposição em planta dos parafusos utilizados no reforço das lajes (com e sem abertura) [99].	49
Figura 2.36– Definição geométrica dos modelos [91].	51
Figura 2.37– Esquema de reforço [91].	51
Figura 2.38– Geometria dos varões roscados utilizados [91].	52
Figura 2.39– Esquemas de reforço [32].	54
Figura 3.1 – Aspecto final do reforço em alçado.	58
Figura 3.2 – Etapa 1, esquema de furação da laje.	60
Figura 3.3 – Etapa 1: (a) imagens da furação da laje e (b) posterior limpeza do furo.	60

Figura 3.4 – Etapa 2: colocação de desviador e introdução dos cordões.....	61
Figura 3.5 – Etapa 2: fotografias dos desviadores e dos cordões, (a) pré-esforço unidireccional e (b) bidireccional.....	61
Figura 3.6 – Etapa 3: tensionamento dos cordões.	62
Figura 3.7 – Etapa 3: (a) vista de topo da laje, (b) vista inferior e actuadores tipo A, (c) actuadores tipo B e (d) aplicação do pré-esforço com actuadores tipo B.....	62
Figura 3.8 – Etapa 4: injeccção com agente de aderência.....	63
Figura 3.9 – Etapa 4: (a) injeccção do agente de aderência, (b) purga do agente de aderência na face superior da laje e (c) selagem com betume de pedra do furo na face inferior da laje.	63
Figura 3.10 – Etapa 5: corte das ancoragens provisórias.	64
Figura 3.11 – Etapa 5: (a) destensionamento dos cordões e (b) cordões sem o equipamento de aplicação de pré-esforço.	64
Figura 3.12 – Escoras ajustáveis concebidas para o programa experimental, (a) perspectiva da zona de junção dos dois troços e (b) perspectiva da extremidade das escoras onde é ligado o actuador.....	65
Figura 3.13 – Detalhes, (a) e (b) vista de topo das escoras do sistema de aplicação de pré-esforço e (c) pormenorização das peças de ligação. (desenho sem escala e dimensões em mm).....	66
Figura 3.14 – Montagem do actuador para aplicação de pré-esforço tipo A, (a) peças constituintes e (b) actuador montado.....	67
Figura 3.15 – Posicionamento do actuador tipo A na escora.	68
Figura 3.16 - Detalhes do sistema de aplicação de pré-esforço com actuador mecânico tipo A. (desenho sem escala e dimensões em mm).....	68
Figura 3.17 – Actuador para aplicação de pré-esforço tipo B, (a) actuador montado e (b) peças constituintes.....	69
Figura 3.18 - Detalhes do sistema de aplicação de pré-esforço com actuador mecânico tipo B. (desenho sem escala e com dimensões em mm).....	69
Figura 3.19 – Desenho pormenorizado do desviador usado. (desenho sem escala e com dimensões em mm)	70
Figura 3.20 - Aplicação do sistema no caso de pré-esforço unidireccional com actuadores tipo A, (a) vista superior, (b) vista inferior e (c) vista lateral.	71

Figura 3.21 - Aplicação do sistema no caso de pré-esforço unidireccional com actuadores tipo B, vista lateral.....	71
Figura 3.22 - Aplicação do sistema no caso de pré-esforço bidireccional, (a) vista superior, (b) vista inferior da aplicação do pré-esforço direcção x e (c) vista inferior da aplicação do pré-esforço direcção y.....	72
Figura 3.23 - Aplicação do sistema no caso de pré-esforço bidireccional com actuadores tipo A, (a) vista lateral da aplicação do pré-esforço direcção x e (b) vista lateral da aplicação do pré-esforço direcção y.	72
Figura 3.24 – Aplicação do sistema no caso de um pilar de bordo, (a) vista superior e (b) vista inferior.....	73
Figura 3.25 – Aspecto final do reforço.....	73
Figura 4.1– Sequência construtiva de elementos pré-tensionados.	77
Figura 4.2– Comportamento típico em aderência de cordões e fios (adaptado de [107])......	79
Figura 4.3– Efeito de Poisson (conhecido também por efeito de Hoyer) [180].	80
Figura 4.4– Ensaio de <i>pull-out</i> [175].....	84
Figura 4.5 – Tipos de ancoragens, adaptado de [70].	89
Figura 4.6 – Cápsulas com material polimérico.....	90
Figura 4.7 – Sistema de injeção com misturador (a) câmaras para introdução de bisnagas, (b) bisnagas com resina e endurecedor e (c), ponta com misturador.	90
Figura 4.8 – Modos de rotura de ancoragens por aderência adesivas (a) rotura do cone de betão à superfície, (b) rotura por aderência na interface adesivo/betão, (c) rotura por aderência na interface elemento metálico/adesivo, (d) rotura mista e (e) rotura pelo elemento metálico [98].	91
Figura 4.9 – Comparação do modelo de tensão uniforme usando (a) o diâmetro do elemento metálico e (b) usando o diâmetro do furo [71].	93
Figura 4.10 – Coeficientes de variação para o modelo de tensão uniforme usando diâmetro do elemento metálico e diâmetro do furo [71].	93
Figura 4.11 – Relação entre a carga última e a espessura de agente de aderência para diferentes comprimentos de selagem para um varão com 16 mm de diâmetro [167].....	94

Figura 4.12 – Fissuração do betão junto a uma ancoragem [98].....	97
Figura 4.13 –Ancoragens adesivas expansivas em betão fendilhado [98].	98
Figura 4.14 – Ancoragens aderentes seladas com argamassas [282].	99
Figura 4.15 – Modos de rotura prováveis para ancoragens aderentes seladas com argamassas sem cabeça [282].	100
Figura 4.16 – Modos de rotura prováveis para ancoragens aderentes seladas com argamassas com cabeça [282].	100
Figura 4.17 – Aplicação do modelo de tensão de aderência uniforme no caso de argamassas sem cabeça [282].	101
Figura 4.18 – Alguns dos provetes a ensaiar [242].	102
Figura 4.19 – Geometria dos modelos de <i>pull-out</i> , (a) planta, (b) vista por A e (c) corte A-A. (desenhos sem escala e com dimensões em mm)	104
Figura 4.20 – Vista geral de um ensaio.....	104
Figura 4.21 –Furação de um dos blocos, (a) broca, (b) furação.	105
Figura 4.22 –Limpeza dos furos com (a) escova e (b) soprador manual.	105
Figura 4.23 –Sistema tipo pistola, HILTI HIT-RE 500, (a) cartucho com os dois componentes e (b) pistola e carregador de cartuchos.	106
Figura 4.24 – Sistema SIKA ICOSIT KC 220/60, (a) mistura dos componentes do agente de aderência e (b) vazamento da mistura no furo.	106
Figura 4.25 – Colocação dos cordões até sair o produto em excesso no furo, (a) inserção do cordão no furo, (b) selagem com calda de cimento e (c) selagem com sistema HILTI HIT RE-500.....	107
Figura 4.26 –Fita adesiva em torno do comprimento em que não se pretende aderência.....	108
Figura 4.27 – (a) Provetes prismáticos para caracterização do agente de aderência HILTI HIT RE-500 e (b) ensaio de flexão.	110
Figura 4.28 – Diagrama tensão-extensão do ensaio à flexão dos provetes de agente de aderência HILTI HIT RE-500.	111
Figura 4.29 – Diagrama tensão-deformação do ensaio à compressão dos provetes de agente de aderência HILTI HIT RE-500.....	112

Figura 4.30 – Diagrama tensão-extensão do ensaio à flexão dos provetes de agente de aderência SIKA ICOSIT KC 220/60.	113
Figura 4.31 – Diagrama tensão-deformação do ensaio à compressão dos provetes de agente de aderência SIKA ICOSIT KC 220/60.....	114
Figura 4.32 – Materiais constituintes, (a) cimento, (b) adjuvante e (c) mistura em misturadora mecânica.	115
Figura 4.33 – Provetes prismáticos para caracterização da calda de cimento.	115
Figura 4.34 – Ensaios flexão provetes prismáticos da calda de cimento, (a) início do ensaio e (b) final do ensaio.....	116
Figura 4.35 – Ensaios compressão provetes prismáticos da calda de cimento, (a) início do ensaio e (b) final do ensaio.....	116
Figura 4.36 – Localização em planta e em alçado da instrumentação inicial, (a) planta, (b) corte A-A e (c) vista geral.	118
Figura 4.37 – Vista de geral da instrumentação, (a) colocação dos deflectómetros e (b) vista geral instrumentação.	119
Figura 4.38 – Aspecto dos cordões após arrancamento, (a) espaços entre fios preenchidos com agente de aderência e (b) arrancamento de nervuras de agente de aderência.	120
Figura 4.39 – Pormenor da determinação de P_{el} , a partir dos resultados de um ensaio de <i>pull-out</i>	121
Figura 4.40 – Relação força-escorregamento para 3 ensaios <i>pull-out</i> com o sistema HILTI HIT RE-500 com 100 mm de selagem.	121
Figura 4.41 – Relação força-escorregamento para 4 ensaios <i>pull-out</i> com o sistema HILTI HIT RE-500 com 150 mm de selagem.	122
Figura 4.42 – Relação força-escorregamento para 4 ensaios <i>pull-out</i> com o sistema HILTI HIT RE-500 com 200 mm de selagem.	122
Figura 4.43 – Relação força-escorregamento para 2 ensaios <i>pull-out</i> com o sistema SIKA ICOSIT KC 220/60 com 100 mm de selagem.	124
Figura 4.44 – Relação força-escorregamento para 3 ensaios <i>pull-out</i> com o sistema SIKA ICOSIT KC 220/60 com 200 mm de selagem.	124
Figura 4.45 – Relação força-escorregamento para 2 ensaios com a calda de cimento com 250 mm de selagem.....	126

Figura 4.46 – Geometria dos modelos <i>push-in</i> , (a) vista inferior , (b) vista superior, (c) corte A-A e (d) vista por A. (desenhos sem escala e com dimensões em mm).....	129
Figura 4.47 – Vista geral de um modelo de ensaio.	130
Figura 4.48 – Modelo de ensaio com sistema HILTI HIT RE-500: (a) selagem, (b e c) injeção e (d) produto em excesso.	131
Figura 4.49 – Modelo de ensaio com calda de cimento: (a) selagem e (b) injeção e produto em excesso.	131
Figura 4.50 – Vista de geral da instrumentação ensaios <i>push-in</i> , (a) alçado e (b) vista geral.	133
Figura 4.51 – Resultados para o provete PI-H1-250.	135
Figura 4.52 – Resultados para o provete PI-H2-250.	135
Figura 4.53 – Resultados para o provete PI-H1-350.	136
Figura 4.54 – Resultados para o provete PI-H2-350.	136
Figura 4.55 – Resultados para o provete PI-H1-450.	137
Figura 4.56 – Resultados para o provete PI-H2-450.	137
Figura 4.57 – Resultados para o provete PI-H1-550.	138
Figura 4.58 – Resultados para o provete PI-H2-550.	138
Figura 4.59 – Resultados para o provete PI-H1-650.	139
Figura 4.60 – Resultados para o provete PI-H2-650.	139
Figura 4.61 – Resultados para o provete PI-H1-800.	140
Figura 4.62 – Resultados para o provete PI-H2-800.	140
Figura 4.63 – Resultados para o provete PI-C1-550.	141
Figura 4.64 – Resultados para o provete PI-C2-550.	141
Figura 4.65 – Geometria dos modelos para ensaios a longo prazo, (a) corte longitudinal e (b) corte transversal. (desenho sem escala e dimensões em mm).....	145
Figura 4.66 – Vista geral de um modelo de ensaio a longo prazo, (a) tensionamento dos cordões, (b) e (c) células de carga.	145

Figura 4.67 – Evolução de forças e tensões de aderência médias ao longo do tempo (500 mm de comprimento de selagem).....	146
Figura 4.68 – Evolução de forças e tensões de aderência médias ao longo do tempo (400 mm de comprimento de selagem).....	147
Figura 4.69 – Resultados dos ensaios de <i>pull-out</i> (tensão de aderência/escorregamento) com 100 mm de comprimento de selagem e lei local.....	148
Figura 4.70 – Equilíbrio de forças num elemento.	149
Figura 4.71 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais dos ensaios de <i>pull-out</i>	152
Figura 4.72 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais dos ensaios de <i>push-in</i>	153
Figura 4.73 – Distribuição teórica de tensões de aderência, tensões no cordão e escorregamento ao longo do comprimento de selagem (500 mm) de um ensaio <i>pull-out</i>	154
Figura 4.74 – Distribuição teórica de tensões de aderência, tensões no cordão e escorregamento ao longo do comprimento de selagem (500 mm) de um ensaio <i>push-in</i>	155
Figura 4.75 – Comparação de valores obtidos para escorregamento na extremidade base dos ensaios <i>push-in</i>	156
Figura 4.76 – Adopção do modelo de tensão uniforme para <i>pull-out</i> : $l_a/d_c \leq 75$	159
Figura 4.77 – Relação entre $\tau_b(\delta=5/15.2)$ e declive das aproximações lineares.	160
Figura 4.78 – Adopção do modelo de tensão uniforme para <i>push-in</i>	160
Figura 4.79 – Relação entre $\tau_b(\delta=5/15.2)$ e declive das aproximações lineares.	161
Figura 5.1 – Ensaio de Burns e Hemakon [44] (dimensões em mm).	166
Figura 5.2 – Ensaio de Nylander <i>et al.</i> [218] (dimensões em mm).	167
Figura 5.3 – Ensaio de Regan, série DT. (dimensões em mm)	170
Figura 5.4 – Ensaio de Regan, série EL. (dimensões em mm).....	172
Figura 5.5 – Ensaio de Ramos, com compressão no plano da laje [229].	176
Figura 5.6 – Ensaio de Ramos, traçado em planta dos monocordões de pré-esforço [229] (desenho sem escala e dimensões em mm).....	176

Figura 5.7 – Traçado transversal trapezoidal [229] (desenho sem escala e dimensões em mm).	177
Figura 5.8 – Cone fictício para cálculo da força vertical de desvio devido à mudança de direcção dos cabos de pré-esforço [229].	178
Figura 5.9 – Perímetro de controlo segundo a NP EN 1992-1-1 [150].	179
Figura 5.10 – Perímetro de controlo segundo o ACI 318-08 [10].	181
Figura 5.11 – Perímetro de controlo para pilares segundo o MC2010 [104].....	183
Figura 5.12 – Geometria dos modelos, (a) planta e (b) vista por A (desenho sem escala e dimensões em mm).....	186
Figura 5.13 – Aspecto geral do modelo DF1 e do macaco hidráulico.....	187
Figura 5.14 – Aspecto geral do modelo DF4.....	187
Figura 5.15 – Aspecto geral do grupo hidráulico WALTER BAI AG tipo NSPA 700 / DIG 2000.....	187
Figura 5.16 – Geometria e denominação dos cordões dos modelos DF2, DF3, DF5 e DF6, (a) vista inferior, (b) vista superior, (c) vista por A (desenho sem escala e dimensões em mm).....	188
Figura 5.17 – Geometria e denominação dos cordões do modelo DF7, (a) e (b) vista inferior da aplicação de pré-esforço em duas direcções, (c) vista superior, (d) vista por A e (e) vista por B (desenho sem escala e dimensões em mm)....	189
Figura 5.18 – Aspecto geral do modelo DF2.....	190
Figura 5.19 – Aspecto geral do modelo DF3.....	190
Figura 5.20 – Aspecto geral do modelo DF5.....	190
Figura 5.21 – Aspecto geral do modelo DF6.....	191
Figura 5.22 – Aspecto geral do modelo DF7.....	191
Figura 5.23 – Armaduras longitudinais dos modelos DF1 a DF3 (desenho sem escala e dimensões em mm).	192
Figura 5.24 – Armaduras longitudinais dos modelos DF4 a DF7 (desenho sem escala e dimensões em mm).	192
Figura 5.25 – Traçado transversal dos cordões de pré-esforço nos modelos DF2 e DF3, corte pelo cordão (desenho sem escala e dimensões em mm).....	193

Figura 5.26 – Traçado transversal dos cordões de pré-esforço nos modelos DF5 a DF6 e traçado dos cordões 1 e 2 do modelo DF7, corte pelo cordão (desenho sem escala e dimensões em mm).....	193
Figura 5.27 – Traçado transversal dos cordões de pré-esforço 3 e 4 do modelo DF7 (desenho sem escala e dimensões em mm).....	194
Figura 5.28 – Zonas danificadas pela furação e esquema da nomenclatura usada no Quadro 5.2 e Quadro 5.3.	194
Figura 5.29 – Localização em planta e em corte das células de carga, (a) planta, (b) vista por A.	199
Figura 5.30 – Localização dos deflectómetros, (a) em planta, (b) vista por A e (c) vista por B DF7 (desenho sem escala e dimensões em mm).....	200
Figura 5.31 – Perspectiva do posicionamento dos deflectómetros.	200
Figura 5.32 – Localização dos extensómetros eléctricos (a) localização em planta, (b) e (c) localização detalhada nos varões e (d) localização em corte.....	201
Figura 5.33 – Células de carga nas extremidades das bielas de aplicação de carga.	202
Figura 5.34 – Localização dos extensómetros eléctricos colados aos cordões de pré-esforço, (a) caso de pré-esforço unidireccional, (b) bidireccional, (c) posicionamento no cordão em planta, (d) e (e) vista lateral.	202
Figura 5.35 – Vistas da rotura por punçoamento dos modelos (a) DF1 e (b) DF4.....	203
Figura 5.36 – Vista da rotura por punçoamento do modelo DF6, (a) vista geral e (b) vista pormenorizada.	204
Figura 5.37 – Vista da rotura por punçoamento do modelo DF7, (a) e (b) vista geral e (c) vista pormenorizada dos desviadores.....	205
Figura 5.38 –Relação entre a força lida na célula de carga e as extensões nos cordões do modelo DF2.	206
Figura 5.39 –Relação entre a força lida na célula de carga e as extensões nos cordões do modelo DF3.	207
Figura 5.40 –Relação entre a força lida na célula de carga e as extensões nos cordões do modelo DF5.	207
Figura 5.41 –Relação entre a força lida na célula de carga e as extensões nos cordões do modelo DF6.	207

Figura 5.42 –Relação entre a força lida na célula de carga e as extensões nos cordões do modelo DF7.	208
Figura 5.43 – Evolução das forças nos cordões do modelo DF2.....	209
Figura 5.44 – Evolução das forças nos cordões do modelo DF3.....	209
Figura 5.45 – Evolução das forças nos cordões do modelo DF5.....	210
Figura 5.46 – Evolução das forças nos cordões do modelo DF6.....	210
Figura 5.47 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 do modelo DF7.....	211
Figura 5.48 – Evolução das forças nos cordões 3 e 4 do modelo DF7.....	211
Figura 5.49 – Exemplo de um cordão selado no interior de um furo.	213
Figura 5.50 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF1.....	215
Figura 5.51 – Deformadas no modelo DF1.	215
Figura 5.52 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF4.....	216
Figura 5.53 – Deformadas no modelo DF4.	216
Figura 5.54 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF2.....	217
Figura 5.55 – Deformadas no modelo DF2.	218
Figura 5.56 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF3.....	219
Figura 5.57 – Deformadas no modelo DF3 para o alinhamento D1 e D5.	219
Figura 5.58 – Deformadas no modelo DF3 para o alinhamento D6 e D7.	220
Figura 5.59 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF5.....	220
Figura 5.60 – Deformadas no modelo DF5 para o alinhamento D1 e D5.	221
Figura 5.61 – Deformadas no modelo DF5 para o alinhamento D6 e D7.	221
Figura 5.62 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF6.....	222
Figura 5.63 – Deformadas no modelo DF6 para o alinhamento D1 e D5.	222
Figura 5.64 – Deformadas no modelo DF6 para o alinhamento D6 e D7.	223

Figura 5.65 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF7.	224
Figura 5.66 – Deformadas no modelo DF7.	224
Figura 5.67 – Evolução das extensões no modelo DF1.	227
Figura 5.68 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF1.	227
Figura 5.69 – Evolução das extensões no modelo DF4.	228
Figura 5.70 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF4.	228
Figura 5.71 – Evolução das extensões no modelo DF2.	230
Figura 5.72 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF2.	230
Figura 5.73 – Evolução das extensões no modelo DF3.	231
Figura 5.74 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF3.	231
Figura 5.75 – Evolução das extensões no modelo DF5.	232
Figura 5.76 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF5.	232
Figura 5.77 – Evolução das extensões no modelo DF6.	233
Figura 5.78 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF6.	233
Figura 5.79 – Evolução das extensões no modelo DF7.	234
Figura 5.80 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF7.	235
Figura 5.81 – Fotografias da face inferior (a) e superior (b) após rotura por punçoamento modelo padrão.	236
Figura 5.82 – Perímetro de controlo segundo a NP EN 1992-1-1 [150].	238
Figura 5.83 – Esquema para cálculo da tensão média de compressão.	238
Figura 5.84 – Capacidade de carga adimensionalizada corrigida para os vários modelos.	239
Figura 5.85 – Perímetro de controlo segundo o ACI 318-08 [10].	240
Figura 5.86 – Esquema da forma da superfície de rotura.	248
Figura 5.87 – Vista superior da forma da superfície de rotura do modelo DF6.	249
Figura 5.88 – Forma da superfície de rotura do modelo DF6, corte A-A.	249
Figura 5.89 – Forma da superfície de rotura do modelo DF6, corte B-B.	249

Figura 5.90 – Forma da superfície de rotura do modelo DF7 (a) vista superior) e (b) vista inferior.	250
Figura 5.91 – Forma da superfície de rotura do modelo DF7, corte A-A.	250
Figura 5.92 – Forma da superfície de rotura do modelo DF7, corte B-B.	250
Figura 6.1 – Comportamento pós-rotura de uma ligação pilar-laje fungiforme, (a) pós-rotura sem armadura inferior, (b), (c) e (d) sequência do comportamento pós-rotura com armadura inferior cruzando o pilar [239].	254
Figura 6.2 – Resultados dos ensaios de Pralong <i>et al.</i> [226].	256
Figura 6.3 – Armaduras de colapso progressivo.	257
Figura 6.4 – Evolução dos deslocamentos no modelo DF2: rotura e pós-rotura.	259
Figura 6.5 – Evolução dos deslocamentos no modelo DF3: rotura pós-rotura.	259
Figura 6.6 – Evolução dos deslocamentos no modelo DF5: rotura e pós-rotura.	260
Figura 6.7 – Evolução dos deslocamentos no modelo DF6: rotura e pós-rotura.	260
Figura 6.8 – Evolução dos deslocamentos no modelo DF7: rotura e pós-rotura.	260
Figura 6.9 – Aspecto da face superior e inferior do modelo DF2 na fase pós-rotura.	261
Figura 6.10 – Aspecto da face superior e inferior do modelo DF3 na fase pós-rotura.	262
Figura 6.11 – Aspecto da face superior e inferior do modelo DF5 na fase pós-rotura.	263
Figura 6.12 – Aspecto da face superior e inferior do modelo DF6 na fase pós-rotura.	264
Figura 6.13 – Aspecto da face superior do modelo DF7 na fase pós-rotura.	265
Figura 6.14 – Aspecto da face inferior do modelo DF7 na fase pós-rotura.	266
Figura 6.15 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 no modelo DF2: rotura e pós-rotura.	267
Figura 6.16 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 no modelo DF3: rotura e pós-rotura.	268
Figura 6.17 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 no modelo DF5: rotura e pós-rotura.	268
Figura 6.18 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 no modelo DF6: rotura e pós-rotura.	268
Figura 6.19 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 no modelo DF7: rotura e pós-rotura.	269

Figura 6.20 – Evolução das forças nos cordões 3 e 4 no modelo DF7: rotura e pós-rotura.....	269
Figura 7.1 – Visualização (a) de $\frac{1}{4}$ do modelo ensaiado e da respectiva malha de elementos finitos e (b) comparação entre o comportamento experimental e o numérico [196]......	279
Figura 7.2 – Influência (a) da resistência uniaxial à tracção do betão e (b) da energia de fractura [196].	281
Figura 7.3 – Influência da percentagem de armadura longitudinal [196].	281
Figura 7.4 – Padrão de fendilhação (a) resultados da simulação e (b) resultado experimental [220].	283
Figura 7.5 – Comparação da relação carga-deslocamento obtida na simulação e experimentalmente [220].	283
Figura 7.6 – Comparação de (a) deslocamentos e (b) extensões das armaduras [220].	284
Figura 7.7 – Resistência à tracção (f_t) em função da abertura de fenda (w) [50], [144].	287
Figura 7.8 – Discretização da malha para o modelo DF4 (dimensões em mm).....	290
Figura 7.9 – Pormenor do desviador para os modelos reforçados.	291
Figura 7.10 – Simulação da fase de transmissão da força por aderência nos modelos DF2 e DF3 (desenho sem escala e com dimensões em mm).....	291
Figura 7.11 – Simulação da fase de transmissão da força por aderência nos modelos DF5 e DF6 (desenho sem escala e com dimensões em mm).....	292
Figura 7.12 – Evolução das forças nos cordões de pré-esforço após transmissão do pré-esforço no modelo DF2.	293
Figura 7.13 – Evolução das forças nos cordões de pré-esforço após transmissão do pré-esforço no modelo DF3.	293
Figura 7.14 – Evolução das forças nos cordões de pré-esforço após transmissão do pré-esforço no modelo DF5.	294
Figura 7.15 – Evolução das forças nos cordões de pré-esforço após transmissão do pré-esforço no modelo DF6.	294
Figura 7.16 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF1.....	296

Figura 7.17 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF4.....	296
Figura 7.18 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF2.....	297
Figura 7.19 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF3.....	298
Figura 7.20 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF5.....	299
Figura 7.21 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF6.....	299
Figura 7.22 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF6.....	300
Figura 7.23 – Aspecto da deformação dos modelos de laje na carga última, (a) DF1 e (b) DF2, ampliada 5x.	300
Figura 7.24 – Evolução das extensões nos modelos DF1 e DF4.	302
Figura 7.25 – Evolução das extensões no modelo DF2.	303
Figura 7.26 – Evolução das extensões no modelo DF3.	304
Figura 7.27 – Evolução das extensões no modelo DF5.	304
Figura 7.28 – Evolução das extensões no modelo DF6.	304
Figura 7.29 – Evolução da fendilhação modelo DF4, (a) 40 kN, (b) 62 kN, (c) 77 kN, (d) 213 kN e (e) 237 kN.	306
Figura 7.30 – Evolução da fendilhação modelo DF2, (a) 15 kN, (b) 50 kN, (c) 78 kN, (d) 257 kN e (e) 272 kN.	307
Figura 7.31 – Inclinação da superfície de rotura para o modelo DF4 na direcção da menor altura útil.....	307
Figura 7.32 – Inclinação da superfície de rotura para o modelo DF2 na direcção do pré-esforço.	308
Figura 7.33 – Inclinação da superfície de rotura para o modelo DF2 na direcção perpendicular ao pré-esforço.....	308
Figura 7.34 – Inclinação da superfície de rotura para o modelo DF5 na direcção da menor altura útil.....	308

Figura 7.35 – Inclinação da superfície de rotura para o modelo DF5 na direcção do pré-esforço.	308
Figura 7.36 – Modelo com reforço bidireccional (DF5BD), desenho s/ escala e dimensões em mm.	310
Figura 7.37 – Modelo de elementos finitos do modelo DF5BD.	310
Figura 8.1 – Esquema para cálculo da largura média da distribuição de tensões.	319
Figura 8.2 – Deformação da laje.	321
Figura 8.3 – Comportamento de um cordão sujeito a arrancamento.	321
Figura 8.4 – Relação de a e b com l_a	322
Figura 8.5 – Relação da força de transição com l_a	323
Figura 8.6 – Valores previstos e experimentais da força máxima nos cordões.	325
Figura 8.7 – Cordões cuja força vertical de desvio pode ser contabilizada no aumento da capacidade de carga de punçoamento.	329
Figura 8.8 – Cálculo simplificado de deformações em lajes.	333
Figura 8.9 – Comportamento em carga e descarga de um elemento em betão armado. ...	334
Figura 8.10 – Resultados dos ensaios de punçoamento de Inácio [147].	335
Figura 8.11 – Planta da laje do caso de estudo. (desenho sem escala e dimensões em m)	337
Figura 8.12 – Modelo de elementos finitos da laje estudada.	338
Figura 8.13 – Armaduras longitudinais superiores.	339
Figura 8.14 – Armaduras longitudinais inferiores.	339
Figura 8.15 – Momentos m_{11} para a combinação fundamental de acções (kNm/m).	340
Figura 8.16 – Momentos m_{22} para a combinação fundamental de acções (kNm/m).	341
Figura 8.17 – Valores das relações a_0/a_c e a_{∞}/a_c	342
Figura 8.18 – Deformações a longo prazo da laje. (mm)	342
Figura 8.19 – Pormenorização do reforço em planta no pilar P1 (desenho sem escala e dimensões em mm).	344
Figura 8.20 – Cortes da pormenorização do reforço no pilar P1 (desenho sem escala e dimensões em mm).	344

Figura 8.21 – Momentos m_{11} para a combinação fundamental de acções tendo em conta a acção do pré-esforço (kNm/m).....	346
Figura 8.22 – Momentos m_{22} para a combinação fundamental de acções tendo em conta a acção do pré-esforço (kNm/m).....	347
Figura 8.23 – Deformações a longo da prazo da laje reforçada. (mm).....	348
Figura 8.24 – Aspecto da laje estudada reforçada (face superior).	349

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Propriedades mecânicas típicas de FRP [270].	19
Quadro 2.2 – Resumo dos ensaios realizados.	22
Quadro 2.3 – Cargas de rotura.	44
Quadro 2.4 – Cargas de rotura.	48
Quadro 4.1 – Número de ensaios <i>pull-out</i> realizados.	107
Quadro 4.2 – Características mecânicas do aço da armadura ordinária.	109
Quadro 4.3 – Características geométricas e mecânicas do aço da armadura de pré-esforço.	109
Quadro 4.4 - Resultados dos ensaios de flexão dos provetes de agente de aderência HILTI HIT RE-500.	111
Quadro 4.5 - Resultados dos ensaios à compressão dos provetes de agente de aderência HILTI HIT RE-500.	112
Quadro 4.6 - Resultados dos ensaios de flexão dos provetes de agente de aderência SIKA ICOSIT KC 220/60.	113
Quadro 4.7 - Resultados dos ensaios à compressão dos provetes de agente de aderência SIKA ICOSIT KC 220/60.	114
Quadro 4.8 – Resultados dos ensaios à flexão.	116
Quadro 4.9 – Resultados dos ensaios à compressão.	116
Quadro 4.10 – Resumo dos resultados médios obtidos a partir dos ensaios de caracterização dos agentes de aderência.	117
Quadro 4.11 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de <i>pull-out</i> com sistema HILTI HIT RE-500.	123
Quadro 4.12 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de <i>pull-out</i> com sistema SIKA ICOSIT KC 220/60.	125
Quadro 4.13 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de <i>pull-out</i> com calda de cimento.	126
Quadro 4.14 – Resumo dos resultados médios obtidos a partir dos ensaios de <i>pull-out</i> .	126
Quadro 4.15 – Número de ensaios <i>push-in</i> realizados.	132

Quadro 4.16 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de <i>push-in</i> , sistema HILTI HIT RE-500.....	142
Quadro 4.17 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de <i>push-in</i> , calda de cimento.....	142
Quadro 4.18 – Forças de aderência em <i>pull-out</i> após ensaio de <i>push-in</i> , sistema HILTI HIT RE-500.....	144
Quadro 4.19 – Valores médios e CV das tensões de aderência para o agente de aderência HILTI HIT RE-500.	157
Quadro 5.1 – Resumo das principais características dos modelos.....	193
Quadro 5.2 – Levantamento do posicionamento dos cordões lado esquerdo do modelo.....	195
Quadro 5.3 – Levantamento do posicionamento dos cordões lado direito da laje.	195
Quadro 5.4 – Comprimentos mínimos aderentes para cada um dos cordões.	196
Quadro 5.5 – Caracterização do betão nos modelos de laje.	197
Quadro 5.6 – Caracterização do aço da armadura longitudinal.....	198
Quadro 5.7 - Valores da carga de rotura por punçoamento dos vários modelos.	205
Quadro 5.8 – Forças nos cordões em várias fases dos ensaios.	212
Quadro 5.9 – Valores máximos dos deslocamentos (mm).	225
Quadro 5.10 – Valor do pré-esforço aplicado em cada direcção e forças de desvio.	225
Quadro 5.11 – Força nos cordões após transmissão do pré-esforço.	229
Quadro 5.12 – Força nos cordões de pré-esforço após destensionamento.....	234
Quadro 5.13 – Extensões médias registadas na armadura longitudinal superior ($\times 10^{-3}$). ...	235
Quadro 5.14 – Aumento da capacidade de carga nos modelos ensaiados.	239
Quadro 5.15 – Comparação entre as cargas de rotura experimentais e as previstas usando a força de desvio inicial do pré-esforço.	244
Quadro 5.16 –Forças de pré-esforço, forças de desvio e suas variações.	246
Quadro 5.17 – Comparação entre as cargas de rotura experimentais e as previstas usando a força de desvio final do pré-esforço.....	247
Quadro 5.18 – Inclinações da superfície de rotura com a horizontal.	250
Quadro 6.1 – Evolução do valor da força instalada nos cordões de pré-esforço.	270

Quadro 6.2 –Valores de carga de rotura experimental ao punçoamento e na pós-rotura.....	270
Quadro 6.3 – Comparação entre os valores de carga de pós-rotura experimental e prevista.....	271
Quadro 6.4 – Comparação entre os valores de carga de pós-rotura experimental e prevista.....	273
Quadro 6.5 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos.....	275
Quadro 7.1 – Valores da energia de fractura calculados para cada um dos modelos.	289
Quadro 7.2 –Comparação entre os valores obtidos experimentalmente e pela AEF para a variação de força nos cordões e relação entre estes.	295
Quadro 7.3 – Comparação entre valores dos deslocamentos (Exp. e AEF).....	301
Quadro 7.4 – Extensões médias registadas na armadura longitudinal superior ($\times 10^{-3}$).	305
Quadro 7.5 – Comparação entre inclinações da superfície de rotura (Exp./ AEF).....	309
Quadro 7.6 – Comparação entre os valores de carga de experimental e da AEF.	309
Quadro 7.7 – Comparação entre os valores de carga de rotura da AEF com a obtida pela NP EN 1992-1-1, tendo em conta a força de desvio vertical inicial.	311
Quadro 7.8 – Comparação entre os valores de carga de rotura da AEF com a obtida pela NP EN 1992-1-1, tendo em conta a força de desvio final.	311
Quadro 7.9 – Relações médias Exp./AEF em geral e para os grupos de modelos.	312
Quadro 8.1 – Ângulos de rotação máximos, d_p , $\overline{P}_{inicial}$ e \overline{P}_{final} experimentais.	324
Quadro 8.2 – Força final média em cada cordão.	325
Quadro 8.3 – Resultados da análise de vários casos de reforço.....	326
Quadro 8.4 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos.....	328
Quadro 8.5 – Cálculo da rigidez em descarga k.....	335
Quadro 8.6 – Esforços de punçoamento na fase antes do reforço.....	340
Quadro 8.7 – Força de desvio a introduzir em cada pilar.	343
Quadro 8.8 – Esforços de punçoamento na fase após o reforço.....	345
Quadro 8.9 – Comparação entre valores de V_{Ed} antes e após o reforço.	346

SIMBOLOGIA E NOTAÇÕES

Minúsculas

a_{∞}	deformação a tempo infinito
a_c	deformação elástica
$a_{I\infty}$	deformação a tempo infinito em estado não fendilhado
$a_{II\infty}$	deformação a tempo infinito em estado fendilhado
a_{II0}	deformação instantânea em estado fendilhado
a_{I0}	deformação instantânea em estado não fendilhado
a_0	deformação instantânea
a_{ptR}	deformação instantânea devido ao pré-esforço
a_{Res}	deformação residual
$a_{R\infty}$	deformação a tempo infinito após aplicação do reforço
$a_R(t_R)$	deformação logo após aplicação do pré-esforço
a_{res}	deformação residual
a_{tR}	deformação no instante do reforço devido às cargas
b	largura do provete
b_y	dimensões do perímetro de controlo no eixo y
b_z	dimensões do perímetro de controlo no eixo z
c	dimensão do pilar
$c1$	dimensão do pilar na direcção do eixo y
$c2$	dimensão do pilar na direcção do eixo z
d	altura útil média da laje
d_0	diâmetro do furo
d_c	diâmetro nominal do cordão de pré-esforço
d_{em}	diâmetro do elemento metálico
d_{eq}	diâmetro equivalente
d_p	altura útil do cordão de pré-esforço
d_y	altura útil das armaduras longitudinais superiores, na direcção y, no ponto de intersecção entre a superfície de rotura e a armadura longitudinal superior
d_z	altura útil das armaduras longitudinais superiores, na direcção z, no ponto de intersecção entre a superfície de rotura e a armadura longitudinal superior
e_y	excentricidade M/V em torno do eixo y
e_z	excentricidade M/V em torno do eixo z
$f_{0.2}$	tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% à tracção do aço
f_c	tensão de rotura do betão à compressão
f_{ccm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cubos (150x150 mm ²)

f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos (150x300 mm ²)
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias em provetes cilíndricos (150x300 mm ²)
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cilindros (150x300 mm ²)
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_p	tensão de rotura à tracção do aço de pré-esforço
$f_{p0.1}$	tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tracção do aço de pré-esforço
$f_{p0.1k}$	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tracção do aço de pré-esforço
f_{pc}	tensão de compressão para o agente de aderência
f_{pcc}	tensão de cedência à compressão para o agente de aderência
f_{pct}	tensão à tracção por flexão para o agente de aderência
f_{pcte}	tensão elástica máxima de tracção por flexão para o agente de aderência
f_{pd}	valor de cálculo da tensão do aço de pré-esforço
f_{pk}	valor característico da tensão de rotura à tracção do aço de pré-esforço
f_t	tensão de rotura à tracção do aço
f_y	tensão de cedência à tracção do aço
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço
h	espessura da laje
h_{ef}	comprimento de selagem
h_p	altura do provete
K_{elast}	rigidez elástica
K_{des}	rigidez de descarga
k	coeficiente estatisticamente determinado baseado num percentil de 5%, número de ensaios e grau de confiança a ser usado no cálculo (90%)
l_1	comprimento aderente no lado esquerdo
l_2	comprimento aderente no lado direito
l_a	comprimento de ancoragem
$l_{apl.carga}$	largura entre pontos de aplicação de carga
$l_{b,d}$	comprimento de amarração de cálculo
$l_{eixolaje}$	largura para determinação de tensão de compressão no eixo da laje
$l_{compressão}$	largura para determinação de tensão de compressão na laje devido ao pré-esforço
l_{livre}	comprimento livre do cordão
l_t	comprimento de transmissão
s	escorregamento na extremidade mais solicitada do cordão
t_{∞}	tempo infinito

t_0	instante de aplicação das cargas
t_R	instante de aplicação do reforço
u	perímetro de controlo de punçoamento
u^*	perímetro de controlo reduzido para pilares próximo ao bordo
u_0	perímetro a usar na determinação de $V_{Rd,max}$
w	abertura de fenda

Maiúsculas

A_b	área de aderência (com base no diâmetro do elemento metálico)
A_c	área da secção transversal da laje comprimida
A_p	área da secção transversal do cordão de pré-esforço
A_s	área da secção transversal do varão da armadura ordinária
E	efeito das acções
E_{ci}	módulo de elasticidade tangente na origem do betão (MC90)
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão (NP EN 1992-1-1)
E_d	valor de cálculo do efeito das acções
E_f	módulo de elasticidade em flexão dos provetes de agente de aderência
E_p	módulo de elasticidade do aço de pré-esforço
E_{pc}	módulo de elasticidade à compressão dos provetes de agente de aderência
F	força registada nos ensaios dos provetes
G_F	energia de fractura do betão
$G_{k,j}$	valor característico da acção permanente j
I_c	inércia da secção bruta de betão
$I_{I\infty}$	inércia da secção homogeneizada em estado não fendilhado a longo prazo
I_{I0}	inércia da secção homogeneizada em estado não fendilhado
$I_{II\infty}$	inércia da secção homogeneizada em estado fendilhado a longo prazo
I_{II0}	inércia da secção homogeneizada em estado fendilhado
L	vão do provete
L_t	comprimento característico
M_{cr}	momento de fendilhação
M_{Edy}	valor de cálculo do momento transmitido ao pilar na direcção y
M_{Edz}	valor de cálculo do momento transmitido ao pilar na direcção z
M_{qp}	momento devido à combinação de acções quase permanentes
N	carga
N_b	carga máxima por resistência do betão (formação de cone à superfície)
N_u	carga máxima mobilizável por aderência
P	valor representativo de uma acção de pré-esforço
$P_{0,i}$	força de pré-esforço após transmissão em cada cordão
P_b	força na base
$P_{\text{cordão}}$	valor da força no cordão de pré-esforço

P_{el}	força limite de elasticidade
P_{final}	força de pré-esforço total final
$P_{final,i}$	força de pré-esforço final em cada cordão
$P_{h,initial}$	componente horizontal da força de pré-esforço inicial
P_i	força de pré-esforço na pós-rotura nos cordões
$P_{inicial}$	força de pré-esforço após transmissão total
$P_{m\infty}$	força de pré-esforço a tempo infinito
P_{m0}	força de pré-esforço aplicado ao elemento de betão após transmissão do pré-esforço
P_{max}	força máxima por aderência em arrancamento
$P_{max,i}$	força de pré-esforço inicial em cada cordão
$P_{max,c}$	força máxima a aplicar a um cordão de pré-esforço
$P_{pós-rot,i}$	força máxima em cada cordão na pós-rotura
P_{ts}	força no instante t em que se determina a influência do escorregamento
P_t	força no topo
P_{trans}	força transmitida por aderência
P_u	força máxima no cordão
$P_{v,initial}$	componente vertical da força de pré-esforço inicial
Q	acção variável
$Q_{k,1}$	valor característico da acção variável de base da combinação
$Q_{k,i}$	valor característico da acção variável acompanhante i
R_c	resistência à compressão de provetes de calda de cimento
R_f	resistência à flexão de provetes de calda de cimento
T_g	temperatura de transição vítrea
V	força de punçoamento
V_{AEF}	carga de rotura ao punçoamento obtida na AEF
V_{desvio}	componente vertical da força de pré-esforço
$V_{desvio,fin}$	força de desvio do pré-esforço calculada usando o desvio vertical final do pré-esforço e força final de pré-esforço, após transmissão
$V_{desvio,ini}$	força de desvio do pré-esforço calculada usando o desvio vertical e força inicial do pré-esforço
$V_{desvio,min}$	força de desvio vertical mínima de pré-esforço necessária para verificar a segurança ao punçoamento
V_{Ed}	valor de cálculo da força de punçoamento actuante
$V_{Ed,PR}$	valor de cálculo da força transmitida ao pilar
$V_{Ed,x}$	valor de cálculo da força axial de punçoamento
V_{eff}	força efectiva de punçoamento
V_{exp}	carga de rotura experimental ao punçoamento
$V_{exp,norm}$	valor normalizado da carga de rotura experimental
$V_{exp,norm,corrig}$	valor normalizado da carga de rotura experimental corrigido para cada grupo

	de lajes
V_{flex}	força associada à resistência à flexão da laje
V_P	força de desvio devido ao pré-esforço
V_{PR}	valor previsto para a carga de pós-rotura por punçoamento
$V_{PR,d}$	valor de cálculo para a carga de pós-rotura por punçoamento
$V_{PR,exp}$	valor experimental da carga de pós-rotura ao punçoamento
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo do esforço resistente ao punçoamento sem armaduras específicas de punçoamento
$V_{Rd,max}$	valor de cálculo do esforço máximo resistente ao punçoamento
V_{Rm}	valor médio da força resistente ao punçoamento
W_c	módulo de resistência à flexão da laje de pré-esforço.

Gregas

α	ângulo de desvio dos varões junto ao pilar na pós-rotura
α_c	ângulo da inclinação do cordão
α_1	ângulo da inclinação do cordão no lado esquerdo
α_2	ângulo da inclinação do cordão no lado direito
β	coeficiente para ter em conta excentricidade da força de punçoamento
β_1	ângulo da inclinação da superfície de rotura
β_2	ângulo da inclinação da superfície de rotura
β_3	ângulo da inclinação da superfície de rotura
β_4	ângulo da inclinação da superfície de rotura
β_c	relação entre os lados de um pilar (≥ 1)
γ_c	coeficiente de segurança do betão
$\gamma_{G,j}$	coeficiente parcial relativo à acção permanente j
γ_P	coeficiente parcial relativo às acções de pré-esforço
$\gamma_{Q,i}$	coeficiente parcial relativo à acção variável i
γ_s	coeficiente de segurança do aço
Δl	“aumento de comprimento” dos cordões de pré-esforço
$\Delta l_{cordão}$	alongamento elástico dos cordões de pré-esforço
ΔP_μ	perdas de pré-esforço por atrito
ΔP_c	perdas de pré-esforço por fluência do betão
$\Delta P_{c+s+r+l}$	perdas de pré-esforço a longo prazo
ΔP_i	perdas imediatas de pré-esforço
$\Delta P_{final,i}$	incremento de força até atingir rotura = $P_{final,i} - P_{0,i}$
$\Delta P_{inicial,i}$	perda de força = $P_{max,i} - P_{0,i}$
ΔP_r	perdas de pré-esforço por relaxação do aço
ΔP_s	perdas de pré-esforço por retracção do betão

ΔP_t	perdas no momento de transmissão de pré-esforço
ΔP_u	variação de força no cordão
Δs	Escorregamento dos cordões de pré-esforço junto à ancoragem
δ	relação entre o escorregamento e o diâmetro do cordão (d_c)
δ_1	relação entre o escorregamento e o diâmetro do cordão (d_c) após transmissão do pré-esforço
$\delta_{\text{cordão}}$	encurtamento elástico dos cordões de pré-esforço
δ_p	deslocamento medido nos ensaios dos provetes
ε_f	extensão da fissura
ε_{pc}	extensão de compressão dos provetes de agente de aderência
ε_{pct}	extensão de tracção por flexão dos provetes de agente de aderência
ε_{yd}	extensão de cedência de cálculo da armadura ordinária
θ	rotação da laje
ξ	factor de distribuição
ϕ_s	diâmetro dos varões
ρ_l	percentagem geométrica média de armadura de tracção
ρ_{ly}	percentagens geométricas de armadura de tracção na direcção y, situadas numa distância igual à largura do pilar acrescida de 3d para cada lado do pilar
ρ_{lz}	percentagens geométricas de armadura de tracção na direcção z, situadas numa distância igual à largura do pilar acrescida de 3d para cada lado do pilar
σ_c	valor da tensão de compressão no betão
σ_{cp}	valor médio da tensão de compressão devido ao pré-esforço
$\sigma_{cp,t}$	valor médio da tensão de compressão na face superior da laje devido ao pré-esforço
σ_{cy}	tensões de compressão no betão na direcção y, devido ao pré-esforço
σ_{cz}	tensões de compressão no betão na direcção z, devido ao pré-esforço
$\sigma_{p,max}$	tensão máxima aplicada ao cordão
σ_{pm0}	tensão máxima aplicada ao cordão imediatamente após transmissão
σ_p	tensão no cordão de pré-esforço
φ	coeficiente de fluência
τ	tensão de aderência média associada a um determinado produto
τ_b	tensão de aderência
τ_{b1}	tensão de aderência após transmissão do pré-esforço
$\tau_{max,i}$	tensão de aderência correspondente a $P_{max,i}$
$\tau_{final,i}$	tensão de aderência correspondente a $P_{final,i}$
$\tau_{0,i}$	tensão de aderência correspondente a $P_{0,i}$

τ_k	valores característico da tensão de aderência
τ_{max}	tensão de aderência máxima em arrancamento
$\tau_{max,d}$	valor de cálculo da tensão de aderência máxima em arrancamento
$\tau_{pós-rot,i}$	tensão de aderência correspondente a $P_{pós-rot,i}$
τ_{trans}	valor de cálculo da tensão de aderência em transmissão
$\tau_{trans,d}$	tensão de aderência de dimensionamento em transmissão
ψ_0	coeficiente para determinação do valor de combinação de uma acção variável
ψ_1	coeficiente para determinação do valor frequente de uma acção variável
ψ_2	coeficiente para determinação do valor quase permanente de uma acção variável

Abreviações

ACI	American Concrete Institute
AEF	Análise de Elementos Finitos
AFRP	Polímero Reforçado com Fibras de Aramida (Aramid Fibre Reinforced Polymer)
ASCE	American Society of Civil Engineers
CEB	Comité Euro-International du Béton
CFRP	Polímero Reforçado com Fibras de Carbono (Carbon Fibre Reinforced Polymer)
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association
CV	Coeficiente de variação
EMPA	Swiss Federal Laboratory for Materials Testing and Research
<i>fib</i>	Federation Internationale du Béton
FIP	Federation Internationale de la Précontrainte
FRP	Polímero Reforçado com Fibras (Fibre Reinforced Polymer)
GFRP	Polímero Reforçado com Fibras de Vidro (Glass Fibre Reinforced Polymer);
MEF	Método dos Elementos Finitos
NSM	Near Surface Mounted
R^2	Coeficiente de determinação

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

Ao longo dos tempos têm sido usados diversos materiais para a construção de estruturas, tais como a madeira, o aço e o betão. De entre estes materiais, o uso de betão vulgarizou-se e tornou-se o material mais utilizado na construção de estruturas, em Portugal e quase todo o mundo, a partir de meados do século XX. Com o passar do tempo e devido à sua grande utilização, o aparecimento de diversas patologias e problemas estruturais tornou-se mais frequente. Assim, em certos casos, tem sido necessário o reforço de elementos da estrutura ou mesmo de toda a estrutura em alguma altura da sua vida útil. Estes reforços têm por objectivo solucionar determinados problemas causados por uma ou várias das seguintes razões:

- Correção de deficiências devido a erros construtivos e/ou de projecto em que alguns elementos estruturais não tenham a capacidade resistente suficiente, devido a erros de cálculo e pormenorização, e a erros de colocação de armaduras, emendas incorrectas e a má qualidade dos materiais;
- Alteração de uso da estrutura que implique suportar cargas superiores às previstas no projecto original ou em casos em que a distribuição destas seja totalmente distinta das inicialmente consideradas.
- Causas acidentais que diminuam a capacidade resistente do conjunto da estrutura ou de alguns elementos constituintes da mesma (como cargas não previstas, choques, sismos, incêndios, etc.);
- Degradação dos materiais (corrosão das armaduras ou deterioração do betão).

A adopção de lajes fungiformes em edifícios é uma solução comum devido a ser um sistema económico, de fácil construção e rápido. Um dos maiores inconvenientes deste sistema tem a ver com a existência de uma elevada concentração de tensões na zona de ligação laje-pilar. Devido uso generalizado deste tipo de laje, surgiu também a necessidade

de se estudarem métodos/sistemas de reforço adequados. Neste trabalho apresenta-se uma proposta de um sistema de reforço aplicável a este tipo de elementos.

1.2 OBJECTIVOS

Este trabalho tem por objectivo apresentar e analisar um novo sistema de reforço de elementos de betão armado usando pré-esforço e sua aplicação no reforço de lajes fungiformes de betão armado. A motivação prende-se com a necessidade de desenvolver métodos de reforço de estruturas que resolvam os problemas relativos aos estados limites últimos, mas que simultaneamente melhorem o comportamento em utilização, nomeadamente no que diz respeito à deformação e à fendilhação. Na maior parte dos casos, a primeira evidência de que algo de mal se passa numa estrutura ou elemento é a excessiva deformação e fendilhação. A partir destas evidências, surge a necessidade de avaliar o estado geral da estrutura, verificando-se se a excessiva deformação e fendilhação estão associadas a deficiências que comprometem a segurança aos Estados Limites Últimos, nomeadamente: deficiências de armaduras, deficiências das características dos materiais e mesmo deficiências ao nível das dimensões dos elementos. Desta forma, o ideal será encontrar um sistema de reforço que permita solucionar ambos os tipos de problemas, ou seja, problemas que surgem na utilização e problemas relacionados com níveis de segurança relativamente à rotura da estrutura.

A maior parte dos sistemas de reforço são do tipo passivo, pelo que solucionam principalmente problemas relativos com a rotura. De entre os sistemas activos, surgem os que usam pré-esforço com aço de alta resistência ou com polímeros reforçados com fibras. O pré-esforço com polímeros reforçados com fibras apresenta algumas desvantagens, como por exemplo, o facto de não se poderem adoptar traçados adequados. Assim, neste trabalho apresenta-se um sistema de reforço que recorre ao pré-esforço com cordões de aço ancorados ao betão com um agente de aderência, funcionando como uma ancoragem por aderência.

O reforço com pré-esforço exterior tradicional é um sistema que é instalado exteriormente aos elementos a reforçar, em que os cabos ou barras estão ligados à estrutura nas extremidades e as forças necessárias para o reforço são transferidas para os elementos a reforçar através das ancoragens e de desviadores. Variando o andamento dos cabos ou barras, é possível localizar as forças resultantes do pré-esforço de acordo com as necessidades estruturais. A aplicação de pré-esforço exterior, como técnica de reforço de elementos de betão armado, pode ser usada com cordões não aderentes, ligados aos

elementos, apenas nas zonas das ancoragens e nas zonas de desvio da direcção do traçado.

O sistema proposto pretende eliminar algumas das desvantagens do sistema tradicional de reforço com pré-esforço exterior, tais como a inexistência de ancoragens permanentes, tornando o sistema mais económico; a inexistência de forças concentradas nas ancoragens, as quais são substituídas por forças distribuídas ao longo do comprimento de transmissão da força de pré-esforço por aderência; a minimização dos efeitos estéticos da colocação de desviadores e ancoragens permanentes e a ocupação de espaço que estas implicam.

Para que o sistema seja eficaz e se obtenham melhores resultados, os cordões deverão estar posicionados junto às faces dos pilares, ou se possível sobre estes. A introdução do pré-esforço nos elementos é feita usando ancoragens por aderência entre os cordões de pré-esforço e os elementos de betão, usando agentes de aderência para o efeito. Estes agentes de aderência podem ser materiais poliméricos ou materiais cimentíceos.

Este sistema está patenteado, designando-se por “Sistema de pós-tensão com ancoragens por aderência para estruturas de betão”, sob o número PAT 103785 A (2009) [103] e insere-se nos sistemas de reforço por adição de pré-esforço.

De acordo com o objectivo pretendido para este trabalho, foi necessário estabelecer as seguintes metas:

- Reunir informação a partir de bibliografia existente no que diz respeito aos vários tipos de reforço de lajes de betão armado, evidenciando vantagens e desvantagens de cada um deles, elaborando-se um estado do conhecimento;
- Reunir informação a partir de bibliografia existente no que diz respeito ao comportamento de ancoragens de cordões, de varões roscados e varões de armadura ordinária selados com agentes de aderência *à posteriori*, elaborando-se um estado do conhecimento;
- Reunir informação a partir de bibliografia existente no que diz respeito ao efeito do pré-esforço no comportamento ao punçoamento e pós-rotura ao punçoamento, elaborando-se um estado do conhecimento;
- Desenvolvimento de um conjunto de acessórios que permitam a aplicação do sistema de reforço;

- Realizar um conjunto de ensaios para caracterizar o comportamento de cordões de pré-esforço quando selados com agentes de aderência. Os ensaios necessários para a caracterização do comportamento aderente são ensaios de *pull-out*, ensaios de *push-in* e ensaios para o estudo do comportamento da ancoragem a longo prazo. Complementarmente, elaborar uma análise teórica para o estudo do comportamento aderente.
- Realizar ensaios em modelos de laje onde se aplica o sistema de reforço proposto, baseado nos resultados dos ensaios de aderência, por forma a determinar os ganhos em termos de capacidade de carga ao punçoamento e comparar os resultados obtidos experimentalmente com previsões regulamentares.
- Realizar ensaios pós-rotura para averiguar a eficácia do sistema proposto naquela situação, comparar os resultados experimentais com modelos empíricos e proposta de um modelo de cálculo adaptado ao sistema proposto;
- Elaborar uma análise numérica, recorrendo a elementos finitos tridimensionais não lineares, que permitem modelar o comportamento observado experimentalmente;
- Estabelecer critérios de projecto e execução do sistema proposto.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O corpo principal deste trabalho está dividido em nove capítulos, incluindo este capítulo introdutório. Além disso, são apresentados dois anexos, com informações relativas à execução e funcionamento de células de carga usadas para a execução dos ensaios de longo prazo e levantamento fotográfico de cortes das lajes ensaiadas. Uma vez que este trabalho abrange uma grande variedade de temas, decidiu-se fazer no início de cada um dos capítulos relativos aos ensaios e à análise numérica, um estado da arte do assunto respectivo, evitando assim a concentração de todos os assuntos num único capítulo. Desta forma, pretende-se que a leitura do trabalho seja mais intuitiva e simples.

O Capítulo 2 contém o estado do conhecimento relacionado com o reforço de lajes de betão armado. Este capítulo expõe os vários tipos de reforço de lajes de betão armado, onde são descritos e analisados alguns trabalhos experimentais de reforço de lajes de betão armado, apresentando vantagens e desvantagens de cada um deles.

O Capítulo 3 contém a descrição e apresentação do sistema proposto, no que diz respeito à sequência construtiva, e aos acessórios necessários.

No Capítulo 4 é descrita a investigação experimental relativa aos ensaios de aderência, apresentando-se todas as características dos vários modelos de ensaios executados, nomeadamente, descrição dos modelos, caracterização dos materiais, instrumentação dos ensaios e descrição da execução dos mesmos. Além disso são apresentados e analisados os resultados obtidos experimentalmente em conjugação com os resultados obtidos por uma análise teórica. Foram estudados três agentes de aderência, sendo que dois têm por base uma resina epoxídica e um outro uma calda de cimento. Inicialmente apresenta-se um estado do conhecimento relativo ao comportamento de ancoragens de cordões em elementos de betão, assim como de varões roscados e varões de armadura ordinária selados com agentes de aderência *à posteriori*.

No Capítulo 5 é descrita a investigação experimental relativa aos ensaios de lajes, apresentando-se todas as características dos vários modelos de ensaios executados, nomeadamente, descrição dos modelos, caracterização dos materiais, instrumentação dos ensaios e descrição da execução dos mesmos, sendo também apresentados e analisados os resultados obtidos. Foram ensaiadas sete lajes, onde se aplica o sistema descrito no Capítulo 3. Apresenta-se o estado do conhecimento relativo ao efeito do pré-esforço no comportamento ao punçoamento.

No Capítulo 6 são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de pós-rotura por punçoamento de cinco dos modelos de lajes ensaiadas. Os resultados experimentais são comparados com resultados previstos por modelos empíricos e é também feita uma proposta para um novo modelo de cálculo, tendo em conta as especificidades do sistema proposto. Apresenta-se o estado do conhecimento relativo ao efeito do pré-esforço no comportamento na pós-rotura ao punçoamento.

No Capítulo 7 são analisados os resultados de modelos numéricos elaborados com um programa de elementos finitos tridimensionais, capaz de simular o comportamento não linear dos materiais, onde é feita uma comparação com os resultados obtidos experimentalmente, tendo-se verificado a aplicabilidade do modelo. O modelo foi usado no estudo de soluções de reforço não estudadas na investigação experimental. Este capítulo inicia-se com o estado da arte no que diz respeito à aplicação de programas de elementos finitos capazes de simular o comportamento não linear no estudo do punçoamento.

No Capítulo 8 são feitas sugestões de dimensionamento e construtivas para o método de reforço proposto no trabalho, apresentando um exemplo prático.

No Capítulo 9 são apresentadas as conclusões obtidas no trabalho e as sugestões para trabalhos futuros dentro da mesma linha de pesquisa.

No Anexo I são apresentadas e descritas as células de carga elaboradas para a execução dos ensaios de longo prazo referidos no Capítulo 4. Este anexo contém informações relativas à execução e funcionamento destas células de carga.

No Anexo II consta o levantamento fotográfico das lajes ensaiadas, nomeadamente, os cortes transversais que permitem a medição da inclinação da superfície de rotura por punçoamento, cujos resultados são apresentados nos Capítulos 5 e 6.

CAPÍTULO 2

ESTADO DO CONHECIMENTO EM REFORÇO DE LAJES

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se, de uma forma sucinta os principais métodos/sistemas de reforço de lajes de betão armado, descrevendo o seu funcionamento, as suas vantagens, desvantagens e citando os principais trabalhos de investigação desenvolvidos até ao momento para cada um deles. A apresentação destes métodos é feita em duas partes: uma primeira relativa ao reforço de lajes à flexão e uma segunda respeitante ao reforço de lajes ao punçoamento. Alguns dos métodos referidos podem ser usados simultaneamente como reforço à flexão e ao punçoamento.

2.1.1 Considerações gerais

O passo mais importante na concepção da reparação e/ou reforço é o da cuidadosa avaliação da estrutura existente. O objectivo desta avaliação é o de identificar todos os defeitos e danos, diagnosticar as suas causas e avaliar a adequabilidade presente e futura da estrutura. A informação reunida após esta avaliação pode ser usada para determinar se são necessários ou não trabalhos correctivos ou se são economicamente viáveis, e se o forem, como realizá-los.

A deterioração da estrutura manifesta-se frequentemente de forma visível, o que desencadeia o início do diagnóstico através de inspecção para complementar a inspecção visual. Pode ser necessário recorrer a diversas técnicas, escolhidas tendo em conta a extensão e tipo de danos e/ou deterioração e a importância da estrutura (ou as consequências da sua rotura). Os dados reunidos com a inspecção à estrutura danificada constituem a base para a decisão de quais deverão ser as acções correctivas a tomar. Uma preocupação inicial deverá ser a da existência ou não de risco de rotura e caso exista, deverão ser tomadas medidas imediatas para eliminar esse risco.

O grau de intervenção na estrutura depende da necessidade ou não de restaurar toda as características iniciais ou de se pretender aumentar a capacidade resistente da estrutura. Pode, por vezes, ser necessário reduzir a carga máxima admissível da estrutura, caso, por razões técnicas e económicas, não seja possível repor a estrutura com as suas características iniciais.

Com o avanço da investigação sobre o comportamento dos materiais e o rápido desenvolvimento dos computadores, torna-se mais rápido e mais económico, a realização de análises tridimensionais de elementos e/ou estruturas de betão. Para o sucesso destas análises contribui em grande parte o conhecimento acumulado sobre o comportamento dos diversos materiais (principalmente o comportamento não linear), baseado em estudos experimentais, nomeadamente das suas leis constitutivas. Também o desenvolvimento de novos algoritmos contribui de forma importante para o desenvolvimento da análise computacional. Com todos estes desenvolvimentos e uma vez que o betão armado apresenta um comportamento não linear, tanto em serviço como perto da rotura, a utilização de programas computacionais que permitam ter em conta este tipo de comportamento estão em franco desenvolvimento e são cada vez mais uma opção válida para a análise de estruturas ou elementos de betão armado. Além disso, as normas mais recentes estão a reflectir estes avanços, incluindo no seu conteúdo leis constitutivas dos materiais que reflectem esses desenvolvimentos.

Desta forma, no Capítulo 7, serão apresentados os resultados de uma análise não linear dos modelos experimentais de laje, descritos no Capítulo 5, recorrendo a um programa de elementos finitos não lineares, que permite a simulação das tensões iniciais dos materiais existentes e a simulação da transmissão de tensões entre os materiais de reforço e os materiais existentes por aderência.

2.2 REFORÇO À FLEXÃO DE LAJES DE BETÃO ARMADO

2.2.1 Introdução

A escolha do tipo de reforço a realizar é função das patologias existentes. O reforço de estruturas e nomeadamente de lajes de betão armado, pode ser realizado através da substituição de materiais de baixa qualidade ou defeituosos por materiais de qualidade superior, através de adição de novos elementos estruturais e por redistribuição dos efeitos das acções através da imposição de deformações no sistema estrutural. Os novos materiais a adicionar podem ser betão novo, novas armaduras, chapas metálicas, polímeros

reforçados com fibras, cordões/barras pré-esforçados ou uma combinação destes. O maior problema no reforço é obter compatibilidade e continuidade no comportamento estrutural entre o material/estrutura original e o novo material/estrutura. Nas lajes, são mais comuns os reforços à flexão e ao punçoamento. Nesta secção apresentam-se as principais soluções de reforço à flexão de lajes, nomeadamente, reforço por aumento da secção e/ou colocação de armaduras ordinárias, reforço recorrendo a chapas metálicas e polímeros reforçados com fibras (FRP), reforço através da introdução de deslocamentos impostos e/ou de novos elementos e pré-esforço adicional.

2.2.2 Aumento de secção e/ou colocação de armaduras adicionais

2.2.2.1 Descrição geral

São frequentes as situações em que há necessidade de aumentar a armadura existente com o objectivo de aumentar a resistência, nomeadamente à flexão, e controlar a abertura de fendas. O reforço de armaduras pode ser conseguido pela adição de armadura na secção existente ou numa secção acrescentada à existente.

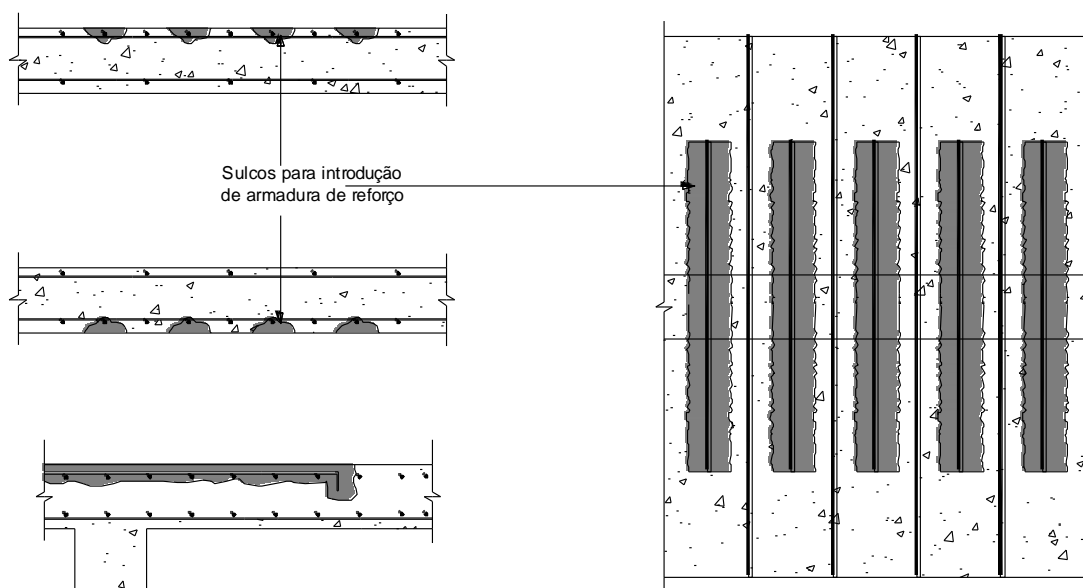


Figura 2.1 – Esquema de reforço de lajes por introdução de novas armaduras em sulcos realizados na secção existente.

No caso de as armaduras serem colocadas na secção existente (Figura 2.1), estas deverão ser colocadas após o descarregamento possível da estrutura e depois de ter sido removido o recobrimento e de terem sido feitas os roços ou sulcos onde serão introduzidas as novas armaduras. O espaço deixado livre deverá ser preenchido com uma argamassa

cimentícia com retracção controlada (ou até expansiva) ou uma argamassa polimérica. Deverá ser garantido um adequado recobrimento de forma a conferir protecção ao fogo e à corrosão das armaduras.

Quando se pretendem adicionar armaduras na zona inferior da laje (Figura 2.2), através do aumento de secção, estas deverão ser protegidas com o betão, promovendo protecção à corrosão e ao fogo e ainda de forma a permitir uma eficiente transmissão de tensões de corte. Este betão, por facilidade construtiva poderá ser projectado. A ligação do novo betão ao elemento existente, deverá ser realizado através da colocação de varões verticais ou conectores (químicos ou mecânicos), que promovam uma adequada aderência entre os dois betões.

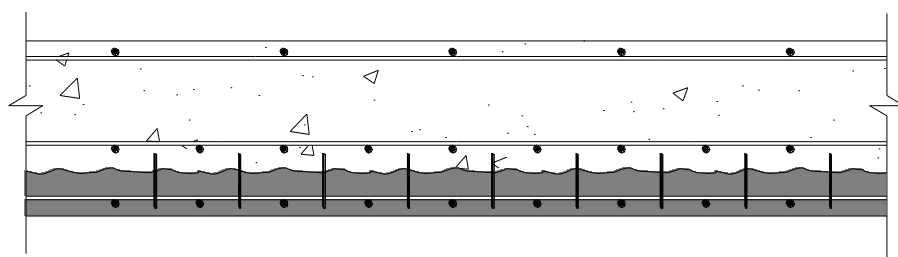


Figura 2.2 – Esquema de reforço de lajes por introdução de novas armaduras com aumento de secção.

O aumento de secção pode também ser realizado na face superior da lajes existente (Figura 2.3), devendo-se, tal como no caso anterior, promover uma correcta aderência entre os betões de diferentes idades.

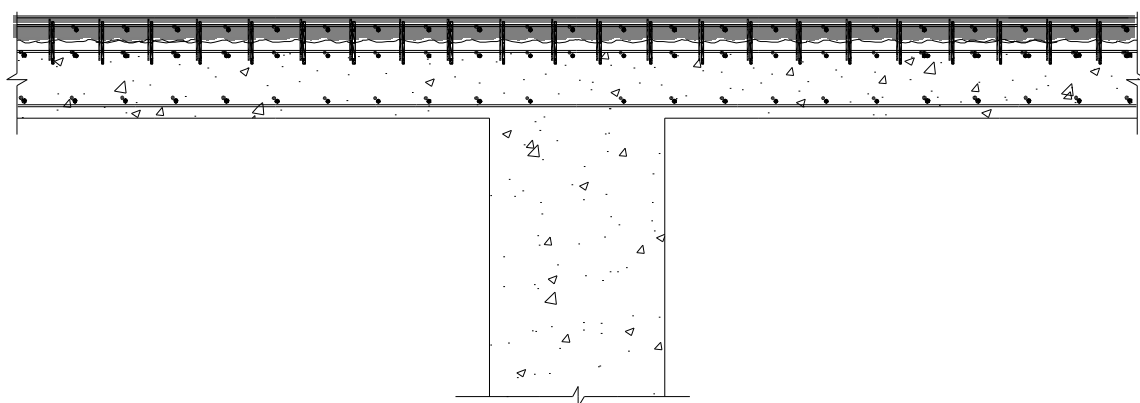


Figura 2.3– Reforço de lajes com espessamento da laje pelo topo.

O aumento de secção é útil quando existem zonas sujeitas a elevadas compressões (pouco frequente em lajes) ou para aumentar a rigidez dos elementos estruturais de forma a controlar as deformações. Um aspecto muito importante, em qualquer caso, é que a

interacção entre o betão novo e o betão existente é necessária para que as partes estruturais, compostas por diferentes betões, se comportem de forma monolítica, tal como se fossem uma só peça. Para mais informação neste assunto podem ser consultados o Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1) [150], o CEB-FIP Model Code 90 (MC90) [64] e o ACI 318-08 [10], onde são apresentadas regras para o dimensionamento deste tipo de ligações. As vantagens desta técnica são: sistema de reforço possivelmente mais económico; execução relativamente rápida e fácil; recorre a materiais correntes na construção civil. Como desvantagens apontam-se as seguintes: necessidade de esperar que o material usado para selar as armaduras adquira a resistência necessária para entrar em funcionamento; produz ruído e poeiras durante a execução dos sulcos; caso se opte pelo aumento de secção original, aumenta o peso da laje, aumentando os esforços nas vigas e pilares de suporte e as forças nas fundações; deverá ter-se cuidado com as diferentes características dos materiais, nomeadamente no que diz respeito à retração; é recomendável descarregar o mais possível a estrutura, o que pode complicar toda a operação.

2.2.2.2 *Investigação*

Relativamente ao tema da ligação de betões com diferentes idades existem essencialmente dois documentos que o mencionam, que são o CEB Bulletin d'Information nº162 [63] e o documento FIP Guide to Good Practice “*Repair and Strengthening of Concrete Structures*” [106].

Têm sido elaborados diversos trabalhos de investigação sobre as ligações entre betões com diferentes idades, com recurso ou não a conectores, dos quais se destacam os de Birkeland e Birkeland [34], Walraven [278], Tassios e Scarpas [267], Tassios e Tsoukantas [268], Tassios e Vintzeleou [269], Tsoukantas e Tassios [273], Ruiz [244], Munger *et al.* [204], Randl [233], Randl e Zilch [234], Muller e Zilch [203], Clímaco e Regan [62] e Júlio [159].

2.2.3 Chapas metálicas coladas e com buchas

2.2.3.1 *Descrição geral*

A técnica de reforço recorrendo a elementos metálicos (Figuras 2.4 e 2.5) é empregue há muito tempo e provavelmente até é uma das técnicas de reforço mais antigas, principalmente devido à sua simplicidade e eficiência. A utilização de elementos metálicos,

relativamente a outros materiais, como os FRP (Fibre Reinforced Polymers), a expor na secção 2.2.4, apresenta a vantagem de permitir um maior controlo de rigidez e conseguinte diminuição de deformação dos elementos. Para que se possa realmente usar esta solução é necessário dispor de uma ligação eficiente entre os elementos metálicos e o betão existente. Para isso, existem hoje em dia adesivos que devido às suas características de aderência permitem aquela ligação.

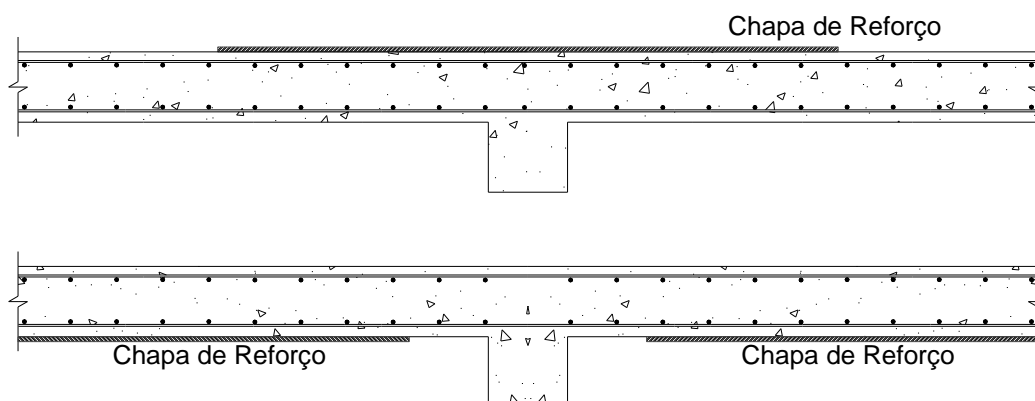


Figura 2.4 – Esquema tipo de reforço de lajes com chapas metálicas coladas.

Esta técnica apresenta as seguintes vantagens: não altera significativamente a geometria das peças; é pouco poluente; rápido e relativamente económico; rápida utilização da estrutura após reforçada. Como desvantagens podem ser apontadas as seguintes: é necessário ao usar adesivo de base epoxídica, um cálculo cuidadoso da ligação, exigindo, para um bom desempenho, injeção do adesivo e colocação de chumbadores; são necessárias deformações para que o reforço seja mobilizado; exige uma adequada preparação da superfície de betão e das chapas metálicas; é necessário ter em atenção o potencial de corrosão das chapas, sendo necessário protegê-las contra a corrosão; existem limitações relativamente ao tamanho das peças metálicas, devido ao seu transporte e espaço em obra, obrigando à execução de emendas por soldadura em obra; as peças metálicas são pesadas e não têm flexibilidade para se ajustar à geometria da peça de betão, sendo necessário escorá-las em obra quando aplicadas na face inferior da laje, sendo por isso mais aconselhável a sua utilização na face superior da laje; é sensível ao calor e aos UV dado o uso de adesivos; quando forem usados adesivos epoxídicos deverá ter-se atenção à fluência dos mesmos e ao tipo de acções a que a estrutura está sujeita.

Um dos maiores perigos na utilização deste tipo de reforço reside na sua simplicidade, que leva a que muitos construtores o queiram usar, ignorando todos os factores que podem influenciar o seu comportamento.



Figura 2.5 – Aplicação de chapas metálicas para reforço de laje.

Os adesivos usados têm por função garantir uma ligação adequada do material de reforço às superfícies de betão, para proporcionar à ligação um nível de resistência adequada em função do nível das tensões tangenciais que a solicitam. Esta utilização de carácter estrutural, impõe que o adesivo garanta uma elevada capacidade de adesão entre os dois elementos a ligar, devendo este possuir características reológicas, mecânicas e de durabilidade adequadas à sua utilização. Mays e Hutchinson [190], afirmam que os adesivos usados para uso estrutural são adesivos com base em resinas epoxídicas e poliéster não saturadas. Estes últimos, Cánovas [46] e Silva *et al.* [253], apresentam informação detalhada acerca do comportamento deste tipos de adesivos.

2.2.3.2 *Investigação*

Os primeiros trabalhos registados referem-se a Bresson [37], [38], L'Hermite [170], [171], L'Hermite e Bresson [172], em França a partir de 1967, sobre a forma de lidar com este tipo de reforço, usando adesivos de base epoxídica. A partir dessa altura surgiram várias investigações na área, das quais se destacam, Ladner e Weber [174], Swamy *et al.* [260], Cánovas [45], [46], [47], Oehlers [219], Oehlers e Moran [220], Taljsten [262], [263] e D. Van Gemert [81]. Estes estudos incidiram no estudo da influência de diversos parâmetros, tais como o tratamento superficial do betão e das chapas, espessura e tipo de adesivo, presença de uniões soldadas, fissuração prévia, espessura e largura das chapas, resistência à compressão do betão, concentração de tensões, dispositivos de ancoragem, fluência e

acções dinâmicas. É importante referir que estes trabalhos de investigação focaram-se no uso desta técnica no reforço de vigas de betão armado e não no reforço de lajes. O Bulletin d'Information nº162 do CEB [63] e o Guia de Boa Prática da FIP [106] apresentam recomendações úteis para este tipo de reforço. Apesar de já se ter usado este tipo de reforço em lajes, Godfrey e Sharkey [115], a investigação desta técnica tem-se limitado essencialmente a vigas. A falta de investigação da aplicação desta técnica em lajes bidireccionais deve-se ao facto dos investigadores ainda estarem preocupados com os fenómenos de concentração de tensões que surgem nas vigas e pelo facto das lajes bidireccionais serem mais difíceis de estudar. Também o facto de terem surgido, entretanto, novos materiais, tais como os FRP, fez com que a investigação do reforço de elementos de betão armado com chapas de aço perdesse interesse junto da comunidade técnico-científica. De seguida faz-se uma breve descrição da investigação feita por Zhang *et al.* [283] e por Ebead e Marzouk [95] no que diz respeito ao reforço de laje bidireccionais com chapas de aço.

(1) Zhang *et al.*

No estudo de Zhang *et al.* [283] foram ensaiadas 5 lajes bidireccionais quadradas simplesmente apoiadas com dimensões 1800x1800x70 mm³ sujeitas a uma carga concentrada no centro e reforçadas com uma chapa metálica no centro. As lajes tinham a mesma armadura ordinária e o mesmo tipo de betão. Uma das lajes foi ensaiada sem reforço, para servir de controlo enquanto as outras foram reforçadas com chapas quadradas na face inferior. Os parâmetros estudados foram o tamanho da chapa e a sua espessura. As chapas foram coladas usando um adesivo base epoxídica com uma espessura de cerca de 4 mm, e foi feito um tratamento da superfície antes da sua aplicação. Foi também feito um tratamento da superfície das chapas metálicas. Foram medidas forças, deslocamentos e extensões tanto na armadura ordinária como na chapa. A fendilhação começou por surgir na zona não reforçada da laje junto às esquinas da chapa, e com o aumento da carga também surgiram ao longo dos bordos da chapa e só depois na face superior da laje junto às esquinas. Segundo os autores a laje entrou em rotura quando as armaduras ordinárias entraram em cedência e se formou um número suficiente de linhas de rotura na laje. Na figura seguinte (Figura 2.6) pode-se observar o padrão das fissuras nas cinco lajes.

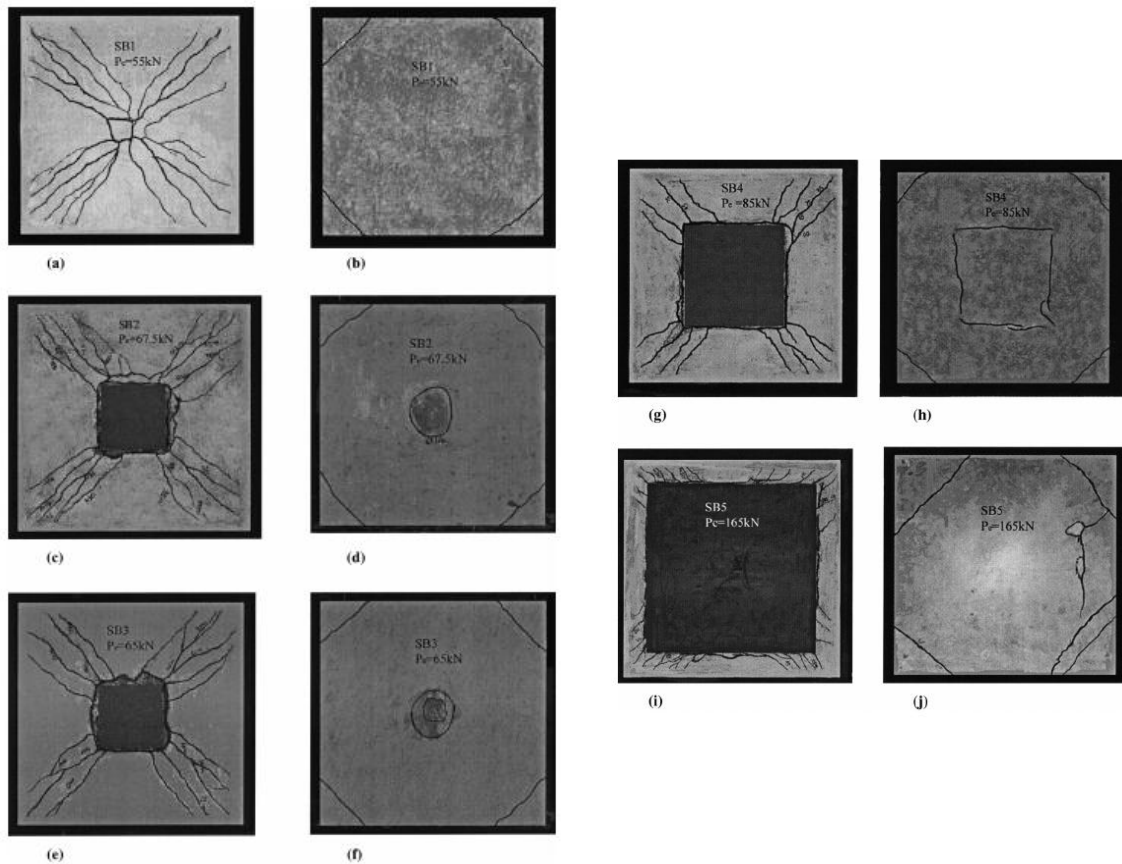


Figura 2.6 – Padrão das fissuras na fase de rotura, nas lajes SB1 a SB5; (a), (c), (e), (g) e (i) faces inferiores das lajes SB1 a SB5 respectivamente, (b), (d), (f), (h) e (j) faces superiores das lajes SB1 a SB5 respectivamente.

Em relação à rigidez, os autores, concluíram que a rigidez das lajes é semelhante até surgir a fendilhação. Quanto aos modos de rotura, os autores afirmam que esta se dá quando surge um número suficiente de linhas de rotura na laje, de uma forma dúctil excepto no caso da laje SB5 que apresentou uma rotura frágil. O descolamento da chapa neste tipo de laje é pouco provável que aconteça, visto que nos ensaios nunca ocorreu, ao contrário do que acontece em vigas. Assim, os autores afirmam que este método de reforço é mais apropriado para lajes do que para vigas. Propõem que se use o método das linhas de rotura para o dimensionamento deste tipo de reforço de lajes de uma forma simples e conservadora. Isto leva a pensar que se pode reforçar uma laje por alteração do padrão das linhas de rotura (mecanismo de colapso) desde que a zona reforçada possua resistência suficiente para que estas se formem. Teng *et al.* [270] afirmam que é expectável que lajes reforçadas com uma quantidade equivalente de FRP se comportem da mesma forma. Com base nestes ensaios, Teng *et al.* [270] acreditam que o descolamento do reforço na interface induzido por fissuras intermédias de flexão seja o modo de rotura de descolamento com

maior probabilidade de acontecer, mas que a acção bidireccional das lajes torna este fenómeno mais difícil de acontecer do que em lajes unidireccionais onde uma fissura de maiores dimensões pode surgir ao longo de toda a largura da laje e pode aumentar de largura com um aumento de carregamento.

(2) Ebead e Marzouk

Ebead e Marzouk [95], propuseram uma técnica de reforço de lajes bidireccionais usando chapas e varões de aço e estudaram várias configurações diferentes. As chapas de aço eram coladas com um adesivo epoxídico em ambas as faces das lajes e em torno do pilar enquanto que os varões funcionavam como armadura vertical (Figura 2.7). Ensaaiaram cinco modelos de laje quadradas com 1900 mm de lado e espessura de 150 mm. Um dos modelos funcionou como modelo de referência (não reforçado). O carregamento era feito com um pilar quadrado com $c=250$ mm de lado.

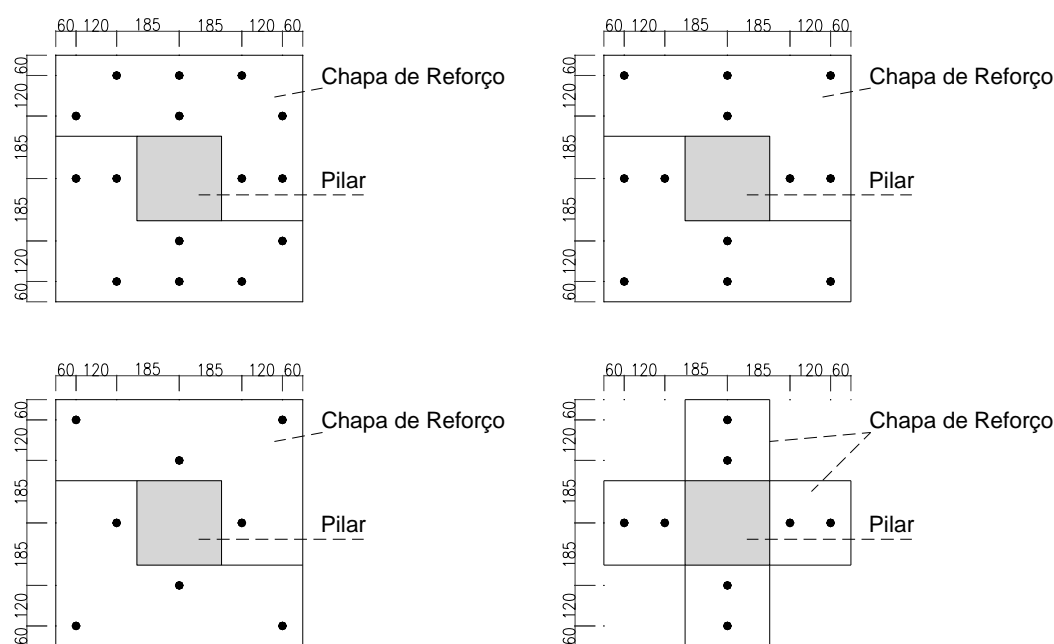


Figura 2.7 – Esquema dos reforços [95]. (dimensões em mm)

As principais conclusões da investigação são as seguintes: esta técnica de reforço permitiu alterar o modo de rotura de punçoamento para uma rotura por flexão; as cargas de rotura aumentaram nas lajes reforçadas em relação à laje de referência, em média, cerca de 53%. No caso da laje A4 (reforço ilustrado na zona inferior direita da Figura 2.7) o aumento da carga de rotura foi de 36%, o que leva a concluir que o uso de chapas separadas não é recomendado para o reforço; registaram um aumento da ductilidade nos modelos reforçados

quando comparados com o modelo de referência. Segundo os autores, a técnica de reforço permitiu alterar o modo de rotura de punçoamento para flexão (Figura 2.8).

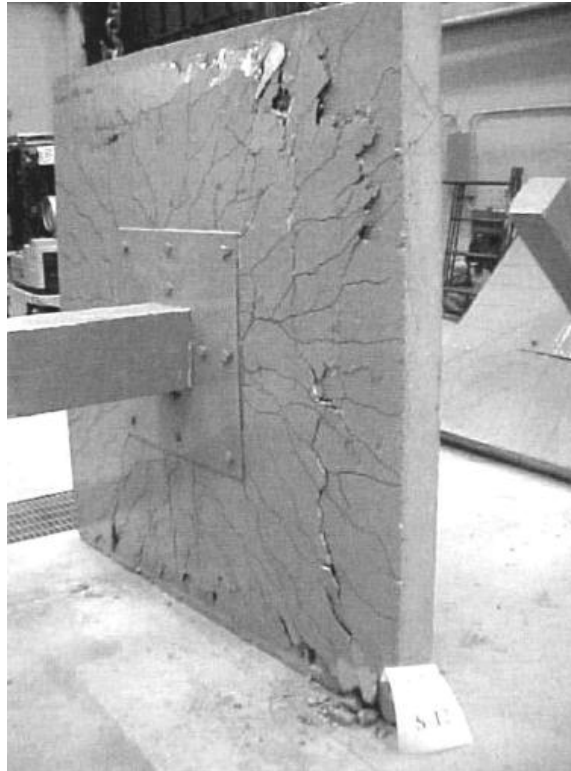


Figura 2.8 – Aspecto da rotura de um modelo [95].

Além disso propuseram uma técnica simples para estimar a carga resistente ao punçoamento baseada na espessura equivalente das chapas de aço.

2.2.4 FRP colados e/ou mecanicamente ancorados

2.2.4.1 *Descrição geral*

Mais recentemente surgiram no mercado novos produtos de reforço substitutos das chapas metálicas, à base de laminados e tecidos de fibras dispostos longitudinalmente e aglomerados com um polímero, de fácil aplicação, sendo no entanto mais caros. Os compósitos FRP (Polímero reforçado com fibras - fibre reinforced polymers), são formados através do embebimento de fibras com um adesivo. As fibras mais comuns são as de carbono, vidro e aramida, enquanto os adesivos são os com base epoxídica, poliéster e viniléster. Assim as fibras são normalmente designadas por:

- GFRP - polímero reforçado com fibras de vidro (glass fibre reinforced polymer);
- CFRP - polímero reforçado com fibras de carbono (carbon fibre reinforced polymer);
- AFRP - polímero reforçado com fibras de aramida (aramid fibre reinforced polymer).

Apresentam qualidades tentadoras para a realização de reforços estruturais. Os polímeros reforçados com fibras são de alta resistência, leves e são colados aos elementos, normalmente com adesivos epoxídicos, de forma a permitir um aumento da capacidade resistente. Têm boa resistência à corrosão, são de colocação rápida e permitem uma boa apresentação estética (Figura 2.9). Este método deve ser usado quando há uma deficiência de armadura e quando tanto a qualidade do betão como a rigidez dos elementos são os necessários regulamentares. Em termos de engenharia civil, esta técnica começou a ser investigada pelo EMPA (Swiss Federal Laboratory for Materials Testing and Research), onde foram feitos ensaios em vigas de betão armado com CFRP em 1983, Meier *et al.* [194]. Nas publicações ACI 440R-96 [12], *fib* Bulletin nº14 [108] e *fib* Bulletin nº35 [111] pode ser encontrada informação relativa às características destes materiais.

Estes materiais podem ser aplicados basicamente de duas formas: *in situ* ou em sistemas pré-fabricados. Existem também técnicas especiais, das quais se destacam, FRP pré-esforçado (Figura 2.10), os chamados NSM (near-surface mounted reinforcement) (Figura 2.11), e os FRP com ancoragens mecânicas.

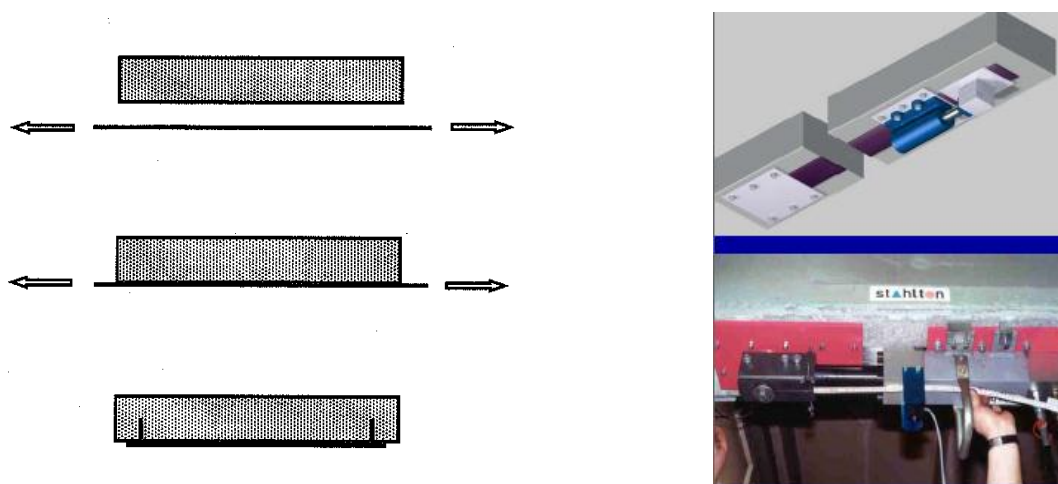
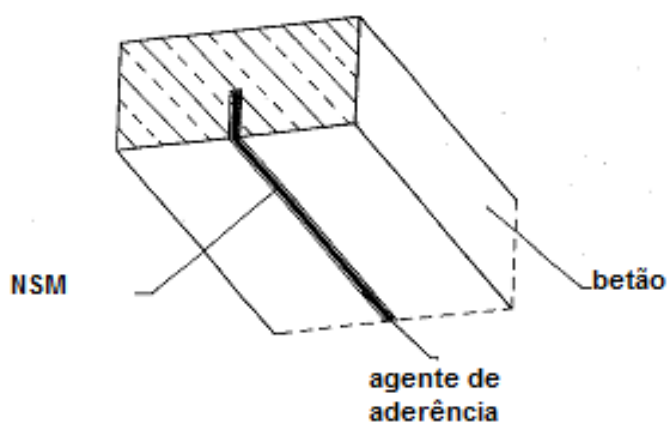


Figura 2.9 – Aplicação de FRP [108].

No Quadro 2.1, apresentam-se propriedades mecânicas típicas de compósitos FRP, retirada de Teng *et al.* [270].

Quadro 2.1 – Propriedades mecânicas típicas de FRP [270].

Materiais Compósitos Unidireccionais	Conteúdo de Fibras (% do peso)	Densidade (kg/m ³)	Deformabilidade Longitudinal à Tracção (GPa)	Resistência à Tracção (MPa)
Fibra de Vidro/Poliéster (GFRP)	50 – 80	1600 - 2000	20 – 55	400 – 1800
Fibra de carbono/epoxídica (CFRP)	65 – 75	1600 - 1900	120 – 250	1200 – 2250
Fibra de aramida/epoxídica (AFRP)	60 - 70	1050 - 1250	40 - 125	1000 - 1800

**Figura 2.10 – Aplicação de FRP pré-esforçado [108].****Figura 2.11 – Aplicação de NSM [108].**

Todos estes materiais apresentam um comportamento linear até atingir a rotura (frágil) quando sujeitos à tracção, ao contrário do aço, que apresenta um comportamento dúctil.

Este facto tem duas consequências importantes:

- Estes materiais não possuem ductilidade comparável à dos aços e a sua fragilidade pode limitar o comportamento dúctil de elementos de betão armado reforçados com FRP;
- O comportamento frágil de compósitos de FRP implica que a redistribuição de esforços num determinado elemento é limitada.

Relativamente a esta técnica podem-se referir as seguintes vantagens: não altera significativamente a geometria das peças e adapta-se bem às peças devido à sua maleabilidade; é pouco poluente; rápido; não necessitam de emendas; são resistentes à corrosão; boa relação peso/resistência mecânica; bom comportamento à fadiga; podem ser facilmente aplicadas em lajes bidireccionais. Como desvantagens: caro; exige uma cuidadosa preparação do substrato; solicita a camada de betão entre a armadura existente e as fibras com elevadas tensões de corte; é sensível ao calor e aos raios UV dado o uso de adesivos; falta de ductilidade; não tem capacidade de limitação de deformações, relativamente às chapas de aço.

Um aspecto interessante é o facto de devido à pouca espessura das lajes relativamente às vigas, o braço entre a força de compressão resultante na secção e a armadura exterior (neste caso FRP) ser relativamente maior do que o da armadura interior, significando que as tensões na armadura exterior podem ser bastante superiores às da armadura interior, tornando a aplicação de compósito FRP mais eficiente do que no caso de vigas.

2.2.4.2 *Investigação*

Tal como no caso de lajes reforçadas com chapas de aço, relativamente pouco se tem feito relativamente ao estudo do comportamento de lajes reforçadas com FRP quando comparado com o estudo de vigas reforçadas com FRP. Neste último caso destacam-se os trabalhos de Meier [193], Meier *et al.* [194], Triantafillou *et al.* [272], Farhey *et al.* [102], Arduini e Nanni [20], Taljsten [263], Spadea *et al.* [257], Saadatmanesh e Malek [246], Mukhopadhyaya e Swamy [202], Chen e Teng [61], Aprile *et al.* [19], Rizkalla e Hassan [243], Hassan e Rizkalla [136], Lu *et al.* [181] e Silva e Biscaia [254], [255]. Dentro das lajes reforçadas com FRP, o estudo de lajes bidireccionais tem sido ainda menor, uma vez que o dimensionamento de lajes bidireccionais é normalmente feito como se de uma laje unidireccional se tratasse em cada uma das dimensões. Por outro lado, as lajes unidireccionais têm um comportamento previsivelmente semelhante às vigas [270]. Teng *et al.* [270] afirmam que a investigação feita em vigas é aplicável a lajes, mas existem algumas

diferenças importantes, destacando-se o facto de as lajes serem mais propícias a uma rotura do tipo do descolamento do reforço na interface induzido por fissuras intermédias de flexão, do que por descolamento nas suas extremidades. Já Seim *et al.* [248] afirmam que a extrapolação simples e directa dos resultados obtidos para vigas no que diz respeito ao reforço de lajes é inapropriado por várias razões, desde já, devido à resposta bidireccional das lajes e falta de armadura transversal, à influência do espaçamento das fibras colocadas no exterior (deixando áreas alternadas cobertas ou não) e à distribuição das mesmas. Também convém mencionar que quando se cobre toda a superfície da laje com fibras, é difícil controlar a qualidade final da colagem e provoca uma barreira à passagem de humidade, o que pode levar a um aumento do risco de degradação da aderência.

De seguida far-se-á uma descrição dos trabalhos de investigação mais importantes nesta área, com aplicação em lajes.

(1) Seim *et al.*

Seim *et al.* [248] deram início a um trabalho de investigação que pretendia resolver alguns dos problemas relacionados com a aplicação de reforços de FRP em lajes, comparando a resposta e eficiência resultantes do uso de laminados de fibras (alternadas) e de tecidos de FRP (cobertura total da superfície) ensaiando 13 lajes (Figura 2.12). Duas lajes foram usadas como referência, três foram reforçadas com tecido de carbono unidireccional impregnado com adesivo epoxídico, sete foram reforçadas com laminados de carbono e por fim uma delas foi ensaiada com fibra de vidro pulverizada. No caso das lajes com laminados foram usados três comprimentos (1830 mm, 1460 mm e 1090 mm), duas espessuras de adesivo (1 mm e 5 mm) e três variações em termos de zonas aderentes das fibras. No Quadro 2.2 encontram-se listados os pormenores de cada um dos ensaios experimentais.

Os autores concluíram que o uso de uma maior espessura de adesivo, não influenciou significativamente a resposta. No entanto, em termos de tensões de corte máximas na interface do reforço houve um aumento de 30.4% e a separação dos laminados do betão deu-se a meio vão, progredindo em direcção às extremidades.

Não se verificaram diferenças significativas na respostas das lajes reforçadas com laminados de comprimentos 1830 mm e 1460 mm, significando que um aumento do comprimento não resulta necessariamente numa melhoria da eficiência do reforço.

Quadro 2.2 – Resumo dos ensaios realizados.

Modelo	Tipo de Reforço	Espessura adesivo (mm)	Tipo de aderência	Comprimento FRP (mm)	Carga Última (kN)	Deformação central para a carga última (mm)
Ref. 1	----	----	----	----	21.8	128.7
Ref. 2	----	----	----	----	21.2	71.7
Laminados						
S ₁₁	2 laminados	1	Comp. Total	1830	40.8	26.4
S ₁₂	2 laminados	1	Comp. Total	1830	42.5	27.9
S ₅	2 laminados	5	Comp. Total	1830	43.2	24.5
S _{1m}	2 laminados	1	Comp. Total	1460	41.9	28.4
S _{1s}	2 laminados	1	Comp. Total	1050	32.9	30.7
S _{1pb}	2 laminados	1	Comp. Parcial	1830	38.8	27.5
S _{1eb}	2 laminados	1	Apenas Extremidades	1830	33.7	24.0
Tecidos						
C ₁₁	1 camada (9.7 oz/yd ²)	1	Comp. Total	1830	61.4	45.7
C ₁₂	2 camadas (9.7 oz/yd ²)	1	Comp. Total	1830	80.8	43.6
C ₂₁	1 camada (20 oz/yd ²)	1	Comp. Total	1830	71.3	39.1
Fibra de Vidro pulverizada						
SG ₁	1 camada	1	Comp. Total	1830	29.4	37.4

Os reforços da laje S_{1eb} estavam aderentes apenas nas extremidades do longo de 450 mm, enquanto os reforços da laje S_{1pb} estavam aderentes nas extremidades do longo de 450 mm e ao meio deixando um intervalo entre parcelas aderentes de 240 mm. Apesar da laje S₁₂ (reforços aderentes em 1830 mm) apresentar a maior carga última, a maior deformação semelhante a uma laje não reforçada é apresentada apenas pela laje com os reforços aderentes apenas nas suas extremidades. Nesta última laje as tensões de corte são transmitidas por atrito na zona não aderente, promovendo uma maior ductilidade, causando delaminação na transição das zonas não aderentes com as aderentes, onde as tensões de corte são máximas. Desta forma é possível conferir um aumento de ductilidade através de uma correcta escolha das zonas aderentes.

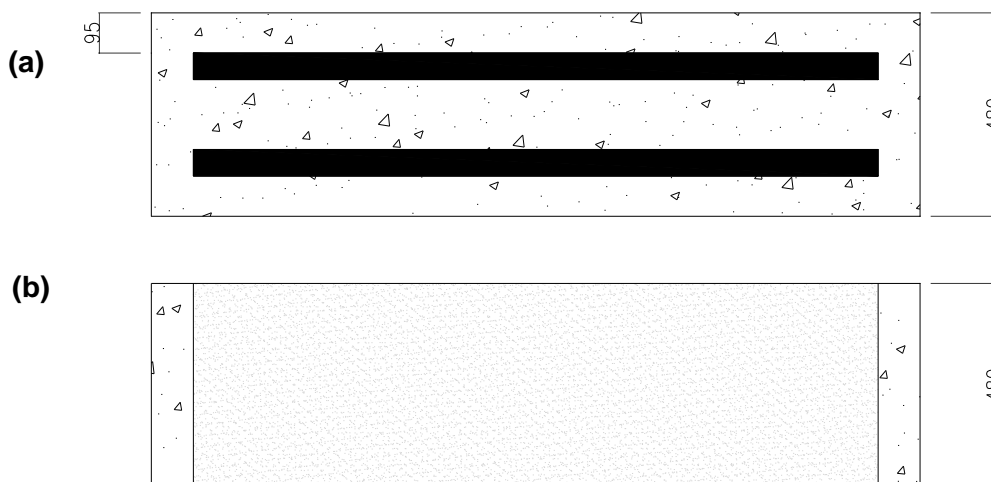


Figura 2.12 – Lajes reforçadas com laminados (a), e reforçadas com tecidos (b) [248].
(dimensões em mm)

Pôde-se observar que após o reforço, as cargas últimas podem ser aumentadas substancialmente, mas que a rotura torna-se frágil, ao contrário da rotura dúctil, mais convencional. A rotura é dependente da forma de reforço escolhida e é diferente conforme o tipo e configuração do mesmo. Os autores recomendam uma melhoria do conhecimento dos mecanismos de rotura e na melhoria do conhecimento da escolha da configuração do reforço.

(2) Ebead e Marzouk

Ebead e Marzouk [94] estudaram dois tipos de reforços de lajes usando materiais compósitos (carbono e vidro) para reforçar lajes à flexão e ao punçoamento. Para isso ensaiaram nove lajes quadradas com 1900 mm de lado e 150 mm de espessura, sendo que três delas não foram reforçadas. As lajes reforçadas ao punçoamento usando os materiais compósitos foram reforçadas simultaneamente com varões de aço transversais.

As principais conclusões que os autores tiraram do estudo foram: os modelos reforçados à flexão, apresentaram um ganho na carga de rotura em média de cerca de 40% e de 31%, aplicando CFRP e GFRP, respectivamente, em relação aos modelos de referência; os modelos reforçados à flexão apresentaram uma resposta mais rígida em relação aos modelos de referência, devido à natureza frágil dos materiais de reforço, verificando-se uma diminuição da ductilidade e da absorção de energia; a principal causa da rotura das lajes reforçadas à flexão foi a descolagem do material de reforço; nos modelos reforçados ao

punçoamento com CFRP verificou-se um aumento médio da resistência ao punçoamento de cerca de 9% em relação aos modelos referência.



Figura 2.13– Aparência da rotura de um modelo reforçado à flexão com CFRP [94].

Os autores propuseram um modelo de cálculo para a análise dos modelos reforçados, que mostrou uma boa concordância com os resultados experimentais.

(3) El Maaddawy e Soudki

El Maaddawy e Soudki [96] tinham como objectivo o estudo de compósitos FRP mecanicamente ancorados não aderentes para reforçar lajes com problemas de flexão. Para isso desenvolveram um sistema que não necessita de preparação da superfície e não precisa de aplicação de adesivos nem de mão-de-obra especializada. O sistema consiste em fixar as fibras ao elemento a reforçar recorrendo a ancoragens mecânicas (Figura 2.14), em vez do processo tradicional de colagem. As lajes tinham 1800 mm de comprimento, 500 mm de largura e 100 mm de espessura. Para as lajes reforçadas foi usado uma camada de compósito de carbono com 50 mm de largura e 1.2 mm de espessura. Foram ensaiadas seis lajes, sendo que uma delas servia de referência, enquanto as outras cinco foram reforçadas com CFRP (uma colada, uma colada e mecanicamente ancorada e outras três apenas mecanicamente ancoradas).



Figura 2.14 – Detalhes da ancoragem [96].

Com base nos resultados obtidos os autores concluíram o seguinte: o sistema EB-FRP (externally bonded), com FRP apenas colados, promoveu um aumento das cargas de cedência e últimas em cerca de 37% e 46%, respectivamente, em relação à laje de controlo. A laje rompeu prematuramente por delaminação do CFRP. A deformação foi 45% inferior à da laje de referência; a carga última em lajes com sistema EB-FRP com ancoragens mecânicas foi cerca de 62% superior em relação à laje de controlo enquanto a deformação foi cerca de 19% inferior; o sistema MA-UFRP (Mechanically anchored – mecanicamente ancorado) é eficiente em melhorar a capacidade resistente da laje mas o ganho obtido em relação ao sistema EB-FRP foi menor; o aumento da capacidade resistente do sistema MA-UFRP foi em média de cerca de 33%; a deformação das lajes reforçadas com o sistema MA-UFRP foi em média 56% superior ao da laje reforçada com o sistema EB-FRP (apenas colado) e cerca de 5% acima da conseguida pela laje reforçada com o sistema EB-FRP com ancoragens mecânicas.

Foi também feita uma análise numérica para comparar com os resultados experimentais, baseada nas características reais dos materiais tendo em conta a incompatibilidade de extensões entre os compósitos não aderentes e o betão. Esta análise obteve resultados razoáveis quando comparados com os resultados experimentais, com erros inferiores a 10% relativamente a cargas de cedência e de 8% para as cargas últimas, excepto em dois dos modelos, apenas mecanicamente ancorados, que segundo os autores está relacionado com o excessivo escorregamento do FRP nas extremidades.

(4) Kim et al.

Kim *et al.* [163] estudaram o comportamento de lajes bidireccionais reforçadas com laminados de fibra de carbono (CFRP) aplicado da forma usual e pré-esforçados. Foram feitos 4 modelos de lajes com 3000x3000x90 mm³ e foi feita também uma análise de elementos finitos não lineares tridimensionais. As vantagens do uso de CFRP pré-esforçados incluem um uso mais eficiente do material, melhoria do comportamento em serviço e melhoria do comportamento em estado limite último. As lajes eram simplesmente apoiadas e sujeitas a um carregamento no centro com uma área de aplicação de 800x800 mm² (Figura 2.15).

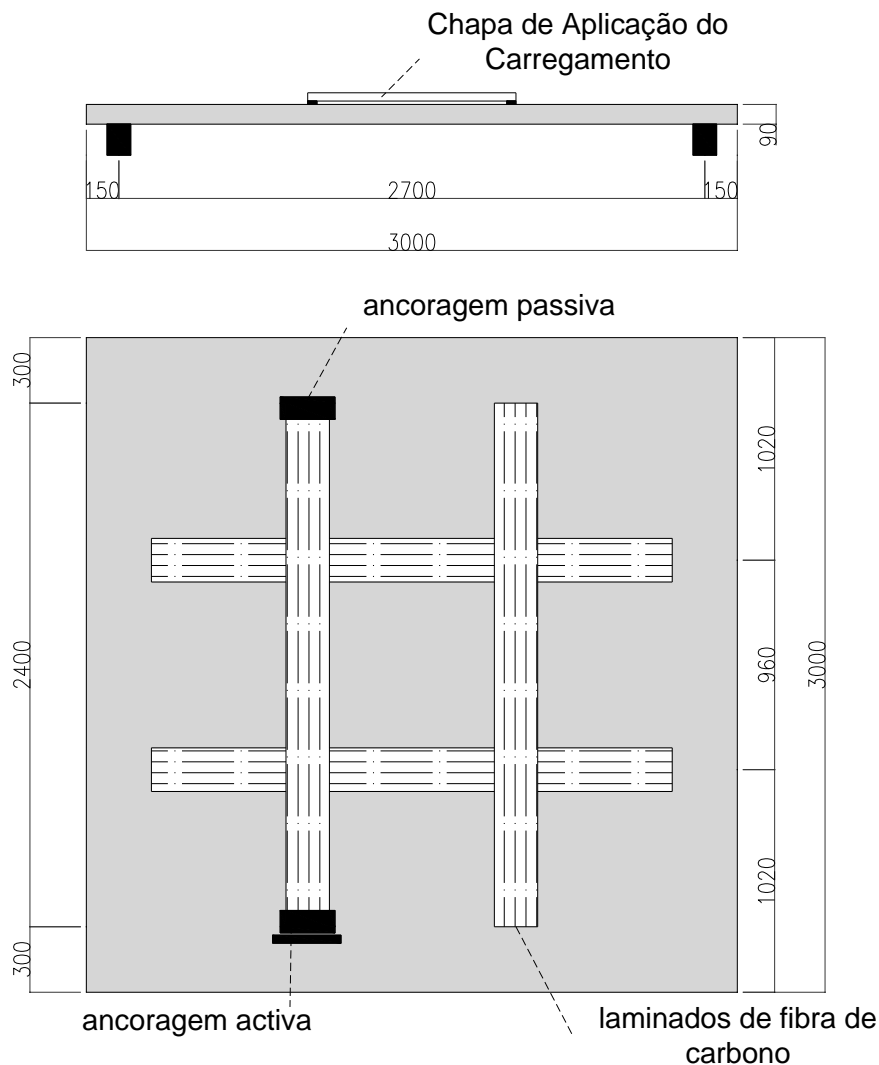


Figura 2.15 – Esquema de ensaio, vista lateral e vista do reforço com CFRP [163]. (dimensões em mm)

Foi usado um sistema de ancoragem dos laminados pré-esforçados. Os autores tiraram as seguintes conclusões do estudo: verificou-se um aumento de carga última entre 25% a

72% (32% a 80% na análise de elementos finitos) nas lajes reforçadas com CFRP não pré-esforçado e pré-esforçado, respectivamente, quando comparado com a laje de referência; a rotura da laje de referência foi do tipo dúctil, ao contrário das restantes lajes; as previsões obtidas a partir da análise de elementos finitos foram de uma forma geral satisfatórias; foram registados valores elevados de tensões de corte localmente, nas armaduras e nos laminados de CFRP, acompanhados por fissuras de grande abertura.

2.2.5 Reforço através de deslocamentos impostos e/ou introdução de novos elementos

2.2.5.1 *Descrição geral*

Os esforços nos elementos podem ser alterados através da imposição de deslocamentos relativos entre apoios ou pela introdução de novos apoios intermédios. É importante notar que o alívio de algumas secções ou elementos de uma estrutura pode aumentar os efeitos das acções noutros elementos, podendo ser necessário proceder ao seu reforço. Outro aspecto importante é o tempo: o deslocamento relativo dos apoios, a retracção e a fluência da estrutura existente em relação aos novos elementos vão influenciar a distribuição dos efeitos das acções na estrutura (Figura 2.16). Para o efeito, podem ser adicionadas vigas metálicas ou em betão armado como “corta vãos”, introdução de novos pilares, ou a criação de rótulas e/ou juntas. A adição de elementos estruturais pode ser usada para rigidificar zonas da estrutura, ou para reduzir esforços em partes da estrutura encaminhando as cargas para estes novos elementos estruturais. Podem também ser acoplados à estrutura existente, aparelhos especiais de dissipação da energia sísmica. Por alteração das ligações entre diferentes corpos da mesma estrutura, eliminando juntas estruturais existentes ou criando novas juntas, é possível alterar a deformabilidade da estrutura ou a distribuição dos esforços internos.

Na Figura 2.17 mostra-se uma fotografia de um edifício a reforçar em Castelo Branco. Este edifício tem uma laje nervurada cujo vão coincide com a sua largura e uma rampa que apoia numa outra laje. Para solucionar o problema do vão excessivo foi decidido colocar novos pilares a meio do vão (com as devidas precauções para que os novos momentos negativos sobre estes não causem problemas) (Figura 2.18). Em relação à rampa foi feita uma parede em betão armado para apoio da mesma (Figura 2.19).

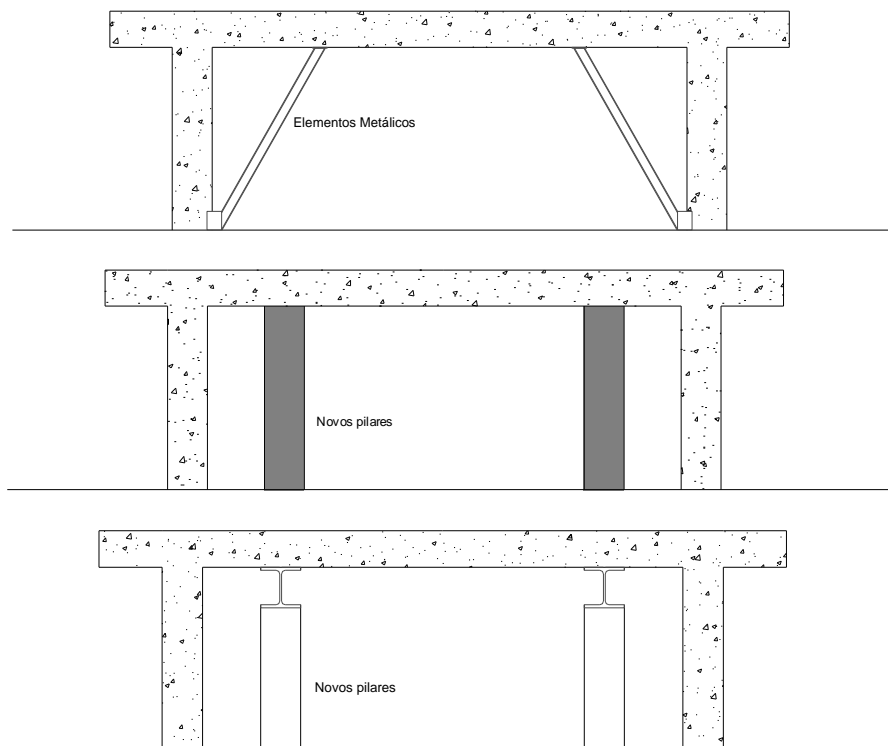


Figura 2.16 – Introdução de novos elementos (adaptado de Emmons [100]).

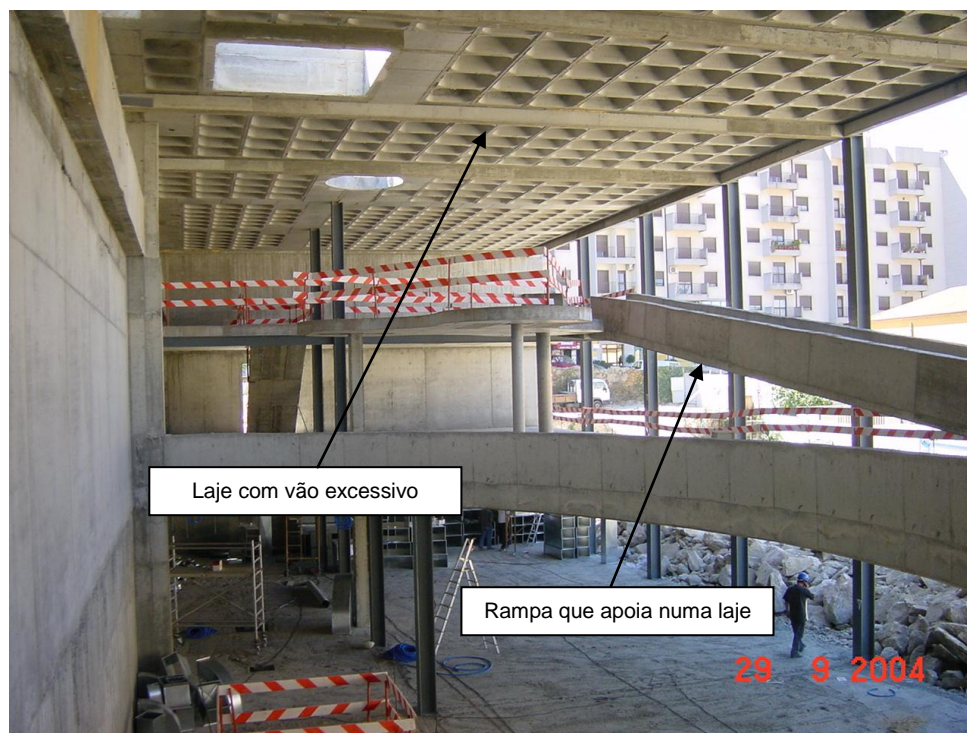


Figura 2.17 – Vista geral de estrutura a reforçar [184].



Figura 2.18 – Introdução de novos pilares [184].



Figura 2.19 – Introdução de parede em betão armado [184].

A principal vantagem desta técnica é a sua rapidez enquanto que as desvantagens são a necessidade de existência de espaço para colocação dos novos elementos, tem uma aplicação limitada, pois pode haver falta de armadura onde se faz a alteração estrutural e requer uma avaliação adequada dos esforços resultantes dos efeitos de fluência e retracção. Na Figura 2.20 mostra-se um reforço de uma laje com introdução de novos elementos verticais para diminuir o vão.



Figura 2.20 – Introdução de pilares por forma a diminuir o vão [184].

2.2.6 Pré-esforço adicional

2.2.6.1 Descrição geral

O pré-esforço pode ser definido como uma técnica que consiste na introdução de forças num elemento de uma estrutura que provoca, em geral, esforços de sinal contrário aos produzidos pelas acções aplicadas, com o objectivo de melhorar o seu comportamento e capacidade resistente. O recurso a esta técnica vem de longe e não diz respeito exclusivamente à engenharia civil, nem sequer a estruturas de betão, tendo sido usado em rodas de bicicletas e em barris. Assim, é por excelência uma técnica de reforço activo (assim como o reforço de lajes com laminados de FRP pré-esforçados, referido anteriormente), ao contrário de todas as outras, denominadas de passivas. Como o próprio nome indica, são reforços activos, pois funcionam para a totalidade das acções que actuam na estrutura, incluindo as que actuam sobre a mesma na fase de aplicação do reforço.

Além de aumentar a capacidade de carga, o reforço com pré-esforço, é usado também, para melhorar o comportamento em serviço das estruturas, reduzindo, fechando, retardando ou prevenindo o aparecimento de fissuras e reduzindo as deformações e vibrações. Permite a escolha do traçado que melhor se adapta ao tipo de carregamento em causa quando se usam cordões, ao contrário do uso de FRP pré-esforçado (secção 2.2.4) que só permite traçados rectos. Mais ainda, o recurso ao pré-esforço usando cordões de aço de alta resistência já se encontra plenamente divulgado e o seu comportamento estudado e comprovado.

No caso de pré-esforço exterior, que é o geralmente usado para o reforço, existem algumas diferenças em relação ao pré-esforço interior aderente. Apesar de se recorrer ao uso de pré-esforço externo ou interno não aderente com frequência, não existe muita investigação em relação à sua análise, no que diz respeito à determinação de tensões e extensões em qualquer secção de um elemento e na verificação dos estados limites de utilização e últimos, tal como fendilhação, fadiga, deformação a longo prazo, etc.

As principais vantagens desta técnica são as seguintes: não é necessário descarregar a estrutura; não necessita de novas deformações para que o reforço entre em carga; é muito eficiente no reforço à flexão e ao corte; fecha as fendas existentes; controla a deformação; não adiciona peso significativo à estrutura; o equipamento necessário é leve e de fácil manuseamento; pode-se escolher a excentricidade desejada, posicionando os cordões por intermédio de desviadores; as ancoragens e desviadores podem ser facilmente inspeccionados durante a construção e durante a vida útil da estrutura. Como desvantagens podem-se indicar as seguintes: produz esforços horizontais que a estrutura pode não ter capacidade para absorver; necessita espaço para colocar ancoragens e desviadores; pode afectar esteticamente a estrutura; necessita pessoal especializado; é susceptível à corrosão, ao vandalismo e ao fogo; é necessário ter em conta que ao aplicar forças concentradas num elemento existente, poderá ser necessário recorrer a outras medidas de reforço para solucionar problemas locais.

É necessário estudar todo o sistema construtivo para aplicar pré-esforço, visto haver a necessidade de utilizar peças especiais (por ex. desviadores), que devem ocupar um espaço mínimo de forma a não criar problemas estéticos e a serem facilmente dissimuláveis, usando para isso enchimentos à base de argamassas, tectos falsos, etc. Por outro lado, o atrito existente entre os cabos e as peças deve ser o mínimo possível. Com este método pode-se até suprimir pilares, desde que os elementos vizinhos sejam capazes de absorver os esforços que daí advêm.

Existem alguns documentos relativos ao uso do pré-esforço exterior como forma de reforço de estruturas, tais como o de Daly e Witarnawan [82], Daly e Woodward [83], de Nordin [217] e da SETRA [249].

Este tipo de reforço pode, normalmente, ser dimensionado como se de uma estrutura nova se tratasse, com pré-esforço interno não aderente e aderente, mesmo que seja colocado em novas secções de betão convenientemente ligadas ao elemento existente, no entanto, quando se calculam as perdas de pré-esforço, deve-se ter em conta que as perdas por fluência e por retracção podem ser inferiores em relação ao cálculo normal, devido à idade do betão do elemento na altura do reforço. No caso de cordões não aderentes (interiores ou exteriores) a tensão no cordão é função do comportamento global do elemento, em vez de depender apenas da distribuição de extensões numa determinada secção, sendo que a tensão num cordão não aderente aumenta pouco com o carregamento do elemento.

2.2.6.2 *Investigação*

Em relação ao reforço de lajes recorrendo a este método, não existem trabalhos de investigação que o autor tenha conhecimento, embora este método tenha já sido aplicado por Bondy [35] com sucesso, como se verá de seguida. No caso de reforço de lajes existentes, tem-se adoptado pré-esforço externo, fixo à estrutura apenas nas suas ancoragens e nos pontos de desvio dos cordões (Figura 2.21). Assim, são feitos furos nas zonas dos elementos onde será feita a ancoragem dos cordões, normalmente vigas ou pilares, sendo de seguida colocados os desviadores sob a laje (recorrendo a elementos metálicos). Posteriormente procede-se à colocação dos cordões e ao seu tensionamento recorrendo a macacos hidráulicos.

A resposta dos elementos reforçados com pré-esforço externo depende de vários parâmetros, tais como, o traçado dos cabos, o nível de força de pré-esforço instalada nos cabos, a relação vão/espessura do elemento, a quantidade de armadura ordinária e a resistência do betão. Tal como foi referido anteriormente não existem trabalhos de investigação que o autor tenha conhecimento no âmbito das lajes: No entanto existem trabalhos de investigação relativos à aplicação de pré-esforço externo em vigas dos quais se destacam os de Mojtahedi e Gamble [200], Naaman e Siriaksorn [213], Naaman [209],[210], Naaman e Alkhairi [211],[212], Naaman *et al.* [208], Harajli [127],[128],[134], Harajli e Kanz [129],[130], Harajli e Hijazi [132], Harajli, Khairallah e Nassif [133], Harajli *et al.* [131], Tan e Naaman [264], Tan e Ng [265] e Ng [214].



Figura 2.21– (a) Marcação do posicionamento do cordão após utilização de raios-X, (b) furação do elemento existente, (c) montagem dos cordões, (d) estado final do reforço, (e) operação de tensionamento, (f) pormenor do macaco hidráulico, (g) ancoragem num pilar e (h) pormenor de uma ancoragem com protecção galvanizada [35].

Para além dos cordões de aço de alta resistência de uso corrente, existem compósitos FRP em forma de cordões ou barras, cuja utilização tem aumentado significativamente ao longo das últimas duas décadas. Uma grande desvantagem deste tipo de cordões é de que é mais difícil fazer a sua ancoragem. As cunhas tradicionais usadas para os cordões de aço não funcionam com estes materiais, esmagando-os, sendo necessária a utilização de sistemas especiais, uma vez que estes materiais apresentam um comportamento anisotrópico. Existem vários tipos, apresentando-se em cordões de vários fios, varões nervurados ou indentados e varões de secção rectangular, feitos com fibras de carbono (CFRP), vidro (GFRP) e aramida (AFRP).

2.3 REFORÇO AO PUNÇOAMENTO DE LAJES DE BETÃO ARMADO

Nesta secção apresentam-se os métodos mais comuns de reforço de lajes de betão armado ao punçoamento. Alguns dos métodos referidos na secção 2.2 podem ser usados simultaneamente como reforço ao punçoamento.

2.3.1 Substituição do betão

2.3.1.1 *Descrição geral*

Este método consiste basicamente na substituição do betão danificado em redor do pilar por um betão novo (Figura 2.22). Aplica-se em situações em que seja necessário repor o estado inicial ou melhorá-lo em virtude da necessidade de responder às necessidades de alteração do uso da estrutura ou outras. A eficácia desta solução dependerá da ligação entre o betão novo e o existente, do betão de reforço, da sua aplicação e cura. Deverá existir um apertado controlo de qualidade quando da execução desta solução, pois será necessário retirar todo o betão existente entre o pilar e um perímetro, situado entre 3d e 4d deste (em que d representa a altura útil da laje) [201].

A utilização de betões de alto desempenho constitui uma alternativa de grande interesse, principalmente no que diz respeito ao uso de betões de alta resistência. No entanto, o uso de betões de alta resistência, pode prejudicar o mecanismo de interbloqueamento de inertes, visto estes betões apresentarem na rotura superfícies lisas que cortam os agregados, ao contrário dos betões normais, em que as superfícies são irregulares, contornando os agregados de maior dimensão, mais resistentes que a argamassa. Outro aspecto será o da adição de fibras de aço ao betão. A introdução de fibras melhora as características de ductilidade, a resistência ao impacto e à fadiga e o controlo da

fendilhação. Além de permitir uma melhor distribuição da fendilhação, as fibras melhoram a aderência do betão com a armadura ordinária, inibindo a abertura de fissuras na zona de transmissão de forças por aderência.

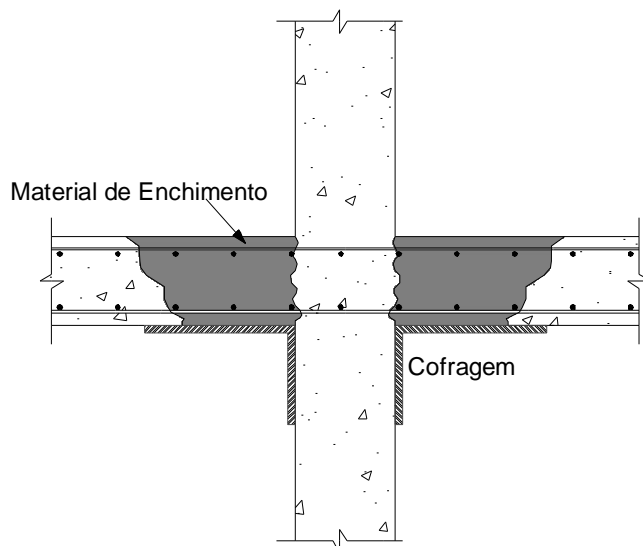


Figura 2.22– Reforço por substituição do betão.

De seguida apresentam-se os resultados de diversos trabalhos de investigação relativos ao uso de betão com fibras e betão de alta resistência para melhorar a capacidade de carga ao punçoamento, apesar destes trabalhos não dizerem respeito especificamente a trabalhos de reforço. Considera-se, no entanto, que estes trabalhos podem ser úteis, uma vez que indicam que o uso deste tipo de betões é eficaz também quando aplicado como solução de reforço por substituição do betão existente.

2.3.1.2 *Investigação*

(1) Ramos

Ramos [228] ensaiou uma laje usando esta técnica de reforço e concluiu que para o dimensionamento deverá ser usado um coeficiente de monolitismo para a laje reparada de 0.82 (com base na formulação do MC90 [64]) e que a ligação entre os dois betões é eficiente sem usar adesivos, desde que se proceda a uma preparação cuidadosa da superfície e uma cura subsequente eficaz. Na laje reparada, a rotura não se deu pela ligação entre os dois betões, mas sim pelo betão velho, facto este importante, pois não foi usado nenhum agente de aderência.

(2) Harajli et al.

Harajli *et al.* [135] ensaiaram doze lajes de betão armado com fibras de diferentes materiais de forma a investigar o seu comportamento em relação ao punçoamento. Os parâmetros estudados incluíam o tipo, a fracção de volume de fibras e esbelteza das fibras e das lajes. As lajes tinham $650 \times 650 \text{ mm}^2$ e a carga era aplicada monotonicamente através de um pilar quadrado com 100 mm de lado. As espessuras estudadas foram de 55 e 75 mm.

Com base nos resultados obtidos os autores concluíram o seguinte: a presença de fibras de aço permite um aumento da resistência ao punçoamento das lajes. A presença de uma fracção de volume de 2% de fibras de aço, permitiu um aumento de 36% da resistência ao punçoamento; o aumento da resistência ao punçoamento devido à presença das fibras de aço, deve-se, fundamentalmente, à fracção de volume destas e é independente do comprimento ou esbelteza das mesmas; a presença de fibras de aço nas lajes leva não só a um aumento da ductilidade da rotura mas também pode modificar o modo de rotura de punçoamento para flexão ou para uma combinação punçoamento-flexão; as fibras de aço provocam uma diminuição do ângulo de punçoamento com a horizontal. A distância do limite da superfície de rotura na face superior da laje ao perímetro do pilar variou entre $2.5h$ a $2.82h$ (onde h é a espessura da laje), comparado com $1.82h$ nas lajes simples; apesar de melhorarem a ductilidade e a absorção de energia no comportamento pós-rotura, as fibras de polipropileno foram menos ineficientes do que as fibras de aço no que diz respeito à resistência ao punçoamento;

Com base nos resultados obtidos e em outros estudos, os autores sugeriram uma expressão que permite o cálculo do aumento de resistência ao punçoamento promovido pela presença de fibras de aço.

(3) Hallgren

Hallgren [122] estudou o efeito de betões com resistências à compressão na ordem dos 90 MPa a 100 MPa no comportamento ao punçoamento, em termos de deformações e de capacidade de carga. Para isso, ensaiou dez lajes com betão de alta resistência, com e sem armadura transversal, lajes estas iguais a outras lajes de dimensões iguais com betão normal, ensaiadas anteriormente. Os ensaios mostraram que a armadura longitudinal é mais eficiente no caso de lajes com BAR (betão de alta resistência). Comparando os resultados obtidos nos ensaios, com os calculados a partir de métodos de cálculo usuais, verificou que será necessário fazer alterações a esses métodos para as adaptar ao caso de lajes com BAR. Algumas das lajes foram simuladas numericamente usando um programa de

elementos finitos simulando comportamento não linear, que mostraram que a fragilidade dos BAR reduz a taxa de aumento da resistência ao punçoamento com o aumento da resistência do betão. Propôs um novo modelo de comportamento ao punçoamento, que depende da fragilidade do betão e da profundidade da zona de compressão da laje. Este modelo funciona tanto para BAR como para betão normal e prevê correctamente o efeito escala na resistência ao punçoamento das lajes.

(4) Azevedo e Hanai

Azevedo [22] e Azevedo e Hanai [23] estudaram o comportamento ao punçoamento de lajes com betões de alta resistência, com e sem adição de fibras, e com presença ou não de armadura transversal de punçoamento, concluindo o seguinte: nos modelos sem armadura transversal, a adição de fibras é mais eficiente nos betões de alta resistência (BAR) do que nos betões normais. O aumento percentual da resistência ao punçoamento é maior nas lajes com BAR (59% para 1.50% de fibras) do que nos betões normais – (26% para 1.50% de fibras), assim como observado por Vargas [275]; para 0.75% de fibras e BAR, o acréscimo da resistência ao punçoamento é percentualmente maior nos modelos com armadura de punçoamento (38%) do que nos modelos sem essa armadura (11%), enquanto para os modelos com 1.50% de fibras, este acréscimo permaneceu na mesma proporção; em todos os casos, ou seja, betão normal ou de alta resistência, com e sem armadura transversal, observa-se que a carga de ruptura cresce com o volume de fibras, indicando que ao adicionar maiores quantidades de fibras, haverá um acréscimo da capacidade resistente das lajes.

As fibras, interferem na ductilidade da ligação pilar-laje, podendo alterar a rotura de punçoamento para uma rotura combinada punçoamento-flexão, no caso do betão normal com armadura transversal, e para flexão no caso de betão de alta resistência com armadura transversal. Com base nas análises da capacidade resistente e da ductilidade, observa-se que a presença da armadura transversal e o valor da resistência à compressão do betão interferem na carga última obtida em cada ligação laje-pilar, enquanto a presença das fibras interfere substancialmente na ductilidade deste. Ao aplicar BAR, armadura transversal e 1.50% de fibras, o modelo torna-se mais resistente e mais dúctil.

Azevedo [22] e Azevedo e Hanai [23] propuseram uma expressão que permite determinar a carga de rotura por punçoamento em função do volume de fibras para as lajes sem armadura transversal, mas válida apenas para o tipo e geometria das fibras estudadas.

(5) Lee et al.

Lee *et al.* [178] estudaram a influência da concentração de armadura longitudinal de lajes, o uso de betão de alta resistência e também o uso de betão de alta resistência com fibras na zona dos pilares. Desta forma ensaiaram onze lajes com diferentes configurações.

Os autores concluíram que a concentração de armaduras na zona dos pilares resulta numa maior resistência ao punçoamento, uma maior rigidez pós fendilhação, uma maior uniformização na distribuição de extensões na armadura longitudinal superior e menores aberturas de fissuras em serviço, quando comparado com os modelos com uma distribuição uniforme de armaduras. A utilização de betão com fibras, com 0.5% de fibras por volume, melhora significativamente o comportamento da ligação laje/pilar, originando um aumento da resistência ao punçoamento, uma maior rigidez pós fendilhação, um aumento da ductilidade e menores aberturas de fendas. A adição de fibras, assim como a concentração de armaduras, provocaram um aumento da superfície de rotura por punçoamento. Apesar de se ter usado a mesma percentagem em volume de fibras, no caso de se usar betão de alta resistência, o nível de ductilidade foi menor que no caso de betões normais.

2.3.2 Criação de um capitel em betão

2.3.2.1 Descrição geral

Com este método pode-se melhorar tanto o comportamento ao punçoamento como o comportamento à flexão. O capitel permite aumentar a altura útil localmente, promovendo o aumento da resistência da laje (Figura 2.23). A Figura 2.24 mostra a execução de um capitel em betão de forma circular.

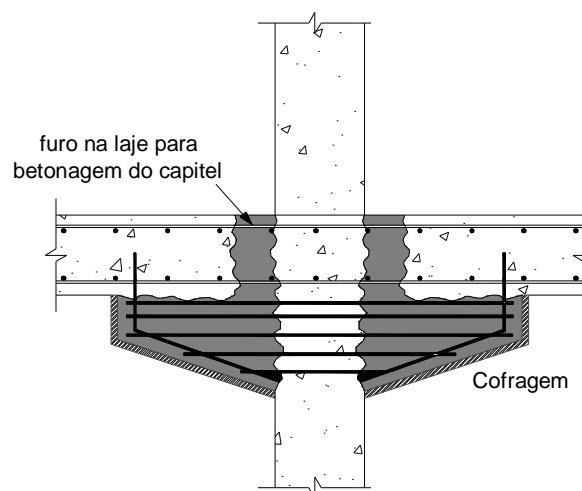


Figura 2.23– Reforço por criação de um capitel em betão.



Figura 2.24 – Aumento da secção do pilar e introdução de capitel em betão [184].

2.3.2.2 *Investigação*

(1) Hassanzadeh e Sundqvist

Hassanzadeh e Sundqvist [139] fizeram dois ensaios para estudo desta técnica de reforço utilizando betão projectado para a execução do novo capitel por aumento da secção transversal do pilar, afirmando que é mais fácil do que usar uma betonagem convencional.

Os resultados destes ensaios mostraram que a resistência ao punçoamento aumentou cerca de 60% com um aumento para o dobro da largura do pilar, e em cerca de 100% com um aumento para o triplo da largura do pilar, em comparação com uma laje semelhante sem reforço. Afirmam que esta técnica é eficiente, fiável e duradoura, mas que leva algum tempo a ser executada além de ser dispendiosa.

2.3.3 Colocação de capitel metálico

2.3.3.1 *Descrição geral*

Esta solução pode ser usada se não for possível efectuar um aumento da espessura da laje. Consiste na colocação de chapas (Figura 2.25) ou perfis metálicos na zona inferior da laje (Figura 2.26), junto ao pilar. O objectivo deste reforço é o de alargar a zona de apoio da laje.

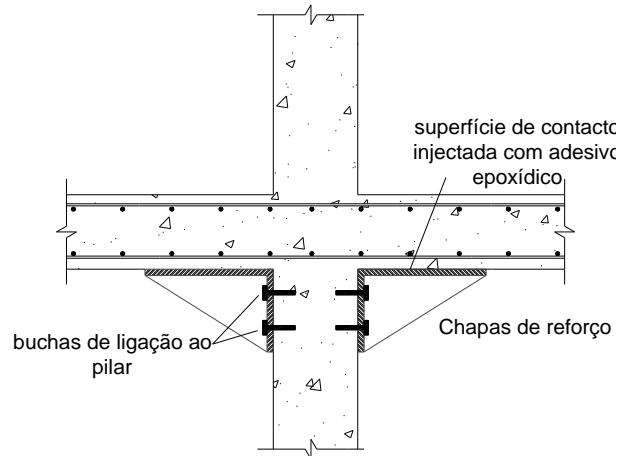


Figura 2.25– Reforço por adição de capitel metálico ou chapas metálicas.

Os perfis ou chapas podem ser fixos ao pilar recorrendo a adesivos ou com a utilização de buchas metálicas. Estes elementos metálicos conferirão um aumento das dimensões do apoio da laje, devido à sua grande rigidez, reduzindo as tensões de corte na laje por punção, os momentos flectores e as deformações, por redução do vão da laje. O sucesso desta técnica depende da correcta ligação entre os elementos metálicos e o pilar.

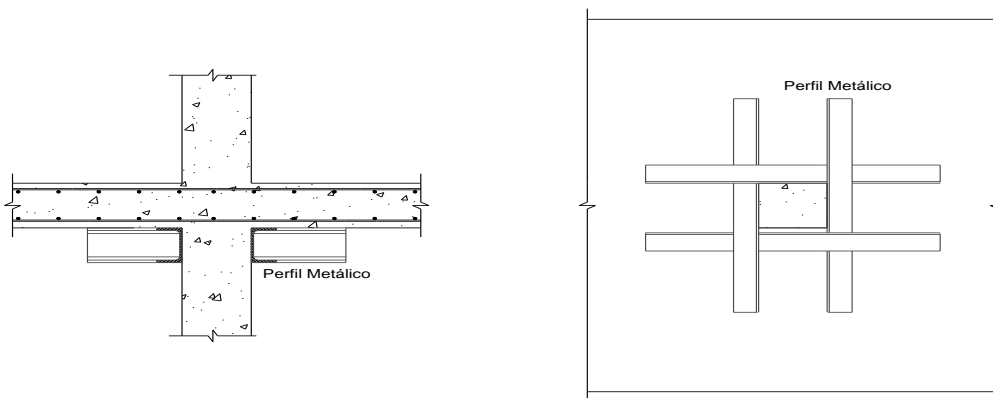


Figura 2.26– Reforço por adição de perfis metálicos.

2.3.3.2 *Investigação*

(1) Ramos

Ramos [228], [231] ensaiou uma laje reforçada com perfis metálicos UNP 100, fixos ao pilar com buchas metálicas de expansão mecânica, e colados com adesivos epoxídicos às superfícies de betão em contacto com estes. Como resultado do ensaio, Ramos [228]

afirmou que a laje reforçada suportou uma carga substancialmente superior (375 kN) à prevista para a laje sem reforço (190 kN).

(2) Hassanzadeh e Sundqvist

Hassanzadeh e Sundqvist [139] ensaiaram uma laje reforçada com um capitel metálico, formado por chapas metálicas posicionadas em torno do pilar. Verificaram após ensaio da mesma, que a resistência ao punçoamento aumentou cerca de 70%. Os autores afirmaram que esta técnica é eficiente e rápida, mas que é complicado realizar a fixação do capitel, e que surgem questões acerca da durabilidade dos elementos de aço.

2.3.4 Colocação de novas armaduras transversais

2.3.4.1 Descrição geral

Esta técnica usa varões transversais pós-instalados, que podem ou não ser pré-esforçados, com o objectivo de evitar ou retardar o alargamento da fenda inclinada necessária para formar a superfície de rotura, podendo resultar num considerável incremento da resistência ao punçoamento de uma laje, acompanhada por um acréscimo de ductilidade da ligação pilar-laje. Esta técnica usa-se quando o betão existente é de boa qualidade e não existem armaduras de punçoamento, ou caso existam, sejam inferiores às necessárias (Figura 2.27 e 2.28).

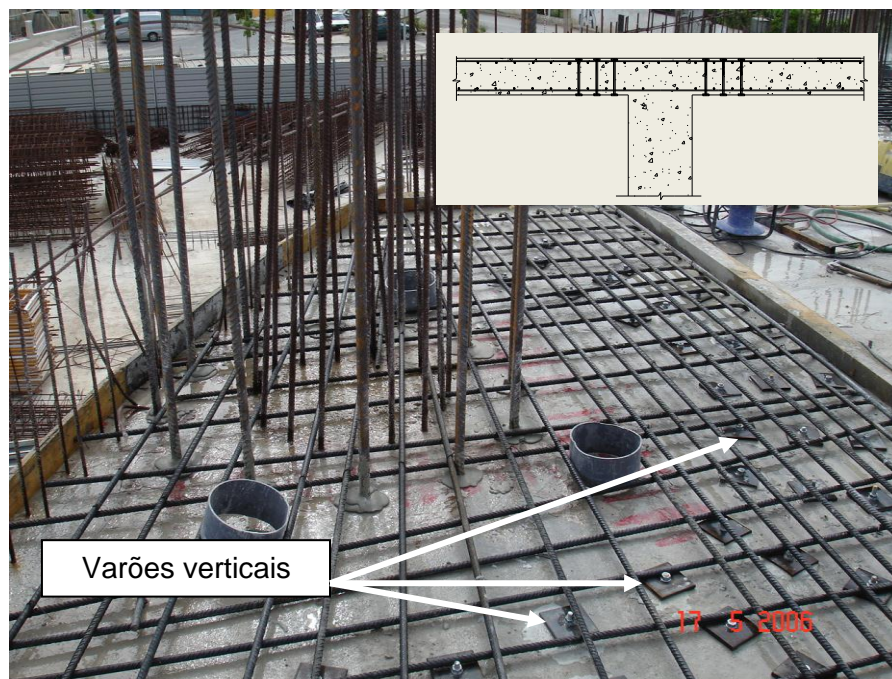


Figura 2.27 – Introdução de varões verticais de reforço – vista da face superior [184].



Figura 2.28 – Introdução de varões verticais de reforço – vista da face inferior [184].

O método de reforço ao punçoamento de lajes fungiformes utilizando novos varões transversais é por várias razões, uma intervenção de grande eficiência, destacando-se a fácil execução, o baixo custo, a rapidez de execução e ainda o reduzido impacto estético. Recentemente foi desenvolvida investigação referente ao reforço de lajes ao punçoamento usando FRP como armadura transversal em vez de elementos metálicos, que se descreverá neste trabalho.

2.3.4.2 *Investigação*

(1) Ghali et al.

Os ensaios realizados por Ghali et al. [114] levaram a concluir que pré-esforçando a laje verticalmente perto das faces do pilar, consegue-se retardar ou mesmo evitar o alargamento da fenda inclinada necessária para a formação da superfície de rotura, conduzindo deste modo a um substancial incremento na resistência da laje ao punçoamento.

Os autores obtiveram, nestes ensaios, cargas últimas de 1.67 a 1.92 vezes maiores do que em lajes similares sem reforço vertical. Os autores observaram ainda que em lajes sem armadura específica de punçoamento e sem pré-esforço transversal, a superfície de rotura intersectou a face em compressão junto ao pilar, enquanto nas lajes com pré-esforço transversal, essa superfície foi muito mais plana, tendo intersectado a face em compressão

fora das placas de ancoragem dos parafusos. No entanto, esta conclusão apenas é válida se a carga associada a esta rotura for inferior à necessária para produzir uma rotura passando junto ao pilar na face em compressão e na face em tracção, interiormente às placas de ancoragem, ou, eventualmente ainda, passando pelos parafusos, e levando à cedência destes. Além das conclusões referidas, observaram ainda que as lajes com pré-esforço transversal podem suportar maiores deformações antes de ocorrer a rotura, aumentando a sua ductilidade.

(2) Ramos *et al.*

Ramos *et al.* [184], [228], [231] ensaiaram dois modelos de laje fungiforme maciça quadrados com 2000 mm de lado e 100 mm de espessura, reforçadas ao punçoamento com parafusos pré-esforçados (Figura 2.29). Os parafusos foram ancorados com placas de aço, nas superfícies superior e inferior, de modo a distribuir a força de pré-esforço na área da placa. As lajes foram previamente carregadas até cerca de 70% da carga de rotura prevista sem reforço (146 kN). Posteriormente à descarga da laje, foram executados os furos verticais para colocação de 8 parafusos dispostos numa camada em torno do pilar. Os parafusos foram depois pré-esforçados com uma força de 5.0 kN na laje PR1 e 15 kN na laje PR2.

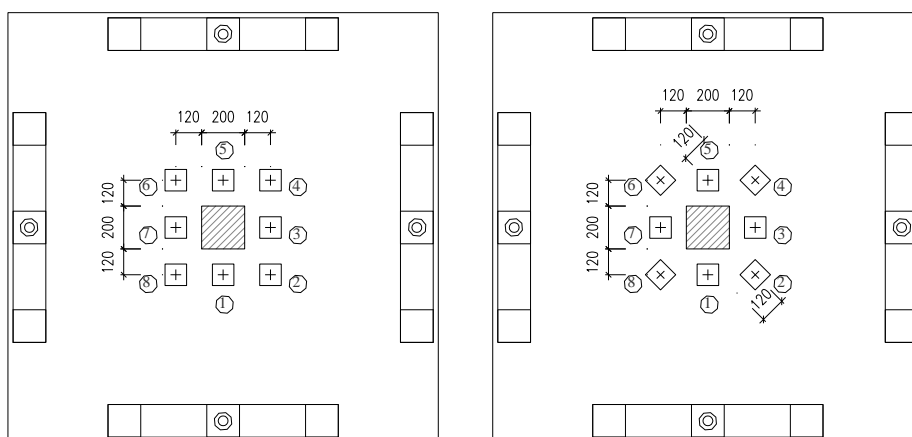


Figura 2.29– Geometria do reforço nos modelos PR1 E PR2, respectivamente [228]. (desenho sem escala e dimensões em mm)

Constatou-se que no modelo PR1 a solicitação dos parafusos não foi uniforme, tendo-se verificado que os parafusos a meio dos lados (parafusos 1, 3, 5 e 7) foram mais solicitados que os que se encontram nos cantos. No modelo PR2, os parafusos de canto foram aproximados do pilar. Com esta alteração verificou-se uma uniformização na distribuição das forças dos parafusos.

No modelo PR1 obteve-se uma rotura cuja superfície passou internamente aos parafusos. A inclinação da superfície de rotura, em relação ao plano da laje foi de aproximadamente 40°. No modelo PR2, por sua vez, a superfície passou a intersectar a face em compressão fora das placas de ancoragem, sendo a inclinação da superfície de rotura de 28°. A rotura do modelo PR1, segundo o autor, foi condicionada pela força de pré-esforço introduzida pelos parafusos, pois a resistência obtida é aproximadamente igual à soma da resistência prevista sem reforço com a força total de pré-esforço. No modelo PR2, o valor de pré-esforço mais elevado forçou a que a rotura se desse por fora da zona de influência deste. Neste modelo, a rotura por punçoamento foi influenciada pela cedência das armaduras de flexão, uma vez que a resistência à flexão (calculada pelo método das linhas de rotura $P_{Rm, flexão} = 266.5 \text{ kN}$) é bastante próxima do valor obtido para a carga de rotura (250 kN). O reforço ao punçoamento com parafusos pré-esforçados proporcionou um aumento médio de resistência de 21% no modelo PR1 e de 25% no modelo PR2, em relação à resistência prevista sem reforço.

(3) Menétrey e Brühwiler

Menétrey e Brühwiler [197], ensaiaram seis modelos, com o objectivo de estudarem o efeito da quantidade de pré-esforço a introduzir aos parafusos e as alterações provocadas pela injeção da zona entre os parafusos e a laje. Foram utilizados modelos octogonais com diâmetro de 1200 mm e espessura de 120 mm, tendo sido instalados 8 parafusos, colocados diametralmente afastados 140 mm do centro da laje. O sistema de ensaio utilizado consistiu na aplicação de uma força vertical no centro da laje bi-apoiada lateralmente em perfis RHS 80x45x5, por intermédio de um macaco hidráulico (Figura 2.30). No Quadro 2.3, apresenta-se de uma forma resumida os pormenores dos ensaios realizados.

Quadro 2.3 – Cargas de rotura.

Modelo	Parafusos	Força de Pré-esforço	Tipo de injeção
1	-	-	-
2	8 com $\phi 10\text{mm}$	Força de ajuste	Sem injeção
3	8 com $\phi 10\text{mm}$	P=35.3 kN	Sem injeção
4	8 com $\phi 10\text{mm}$	Força de ajuste	epoxídica
5	8 com $\phi 10\text{mm}$	P=15.6 kN	epoxídica
6	8 com $\phi 10\text{mm}$	P=35.4 kN	epoxídica

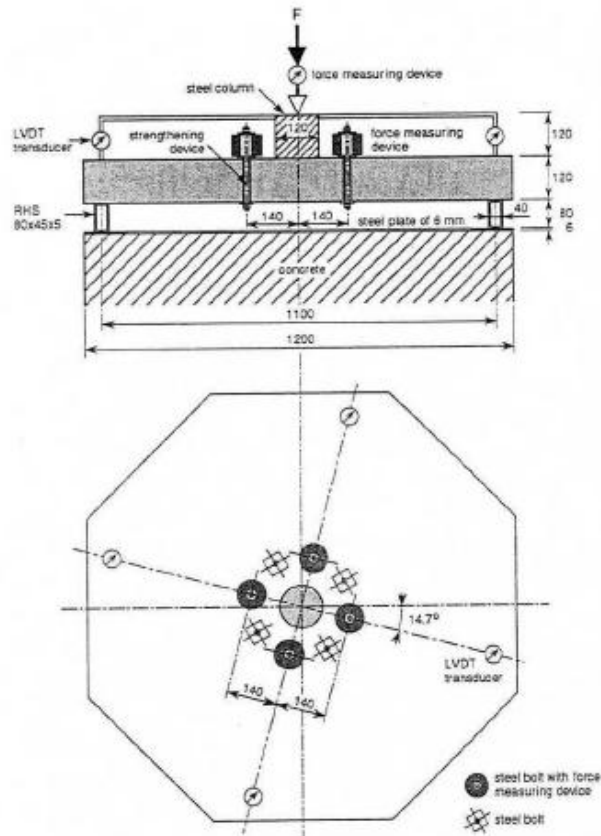


Figura 2.30– Geometria e condições de fronteira das lajes octogonais reforçadas [197].
(desenho sem escala e dimensões em mm)

Os autores constataram que o cone de punçoamento da laje 1 apresentou um diâmetro superior ao das lajes reforçadas. Enquanto que na laje 6 o ângulo da superfície de rotura com a horizontal foi de aproximadamente 70°, o da laje 1 variou de 30° a 35°. Verificou-se ainda um incremento de 37% na resistência ao punçoamento da laje 1 para a laje 6. Quando comparadas as lajes 2 e 3 (variação do pré-esforço aplicado aos parafusos) verificou-se um acréscimo de 4% na resistência ao punçoamento da laje 2 para a laje 3. Observaram que quando o espaço em volta dos parafusos foi injectado com resina epoxídica o mecanismo de formação da rotura da laje foi retardado em comparação com as lajes reforçadas com parafusos sem injeção. Na opinião dos autores, isto deveu-se ao facto da injeção do espaço em volta dos parafusos diminuir o nível de tensão e prevenir um escorregamento repentino destes, melhorando a resistência da laje.

(4) Hassanzadeh e Sundqvist

Hassanzageh e Sundqvist [139] fizeram dois ensaios para estudo desta técnica de reforço. Foram feitos furos com uma inclinação de 45° desde a face inferior da laje até atingir

a armadura longitudinal superior, sendo que posteriormente foram selados com um produto da HILTI (Figura 2.31).

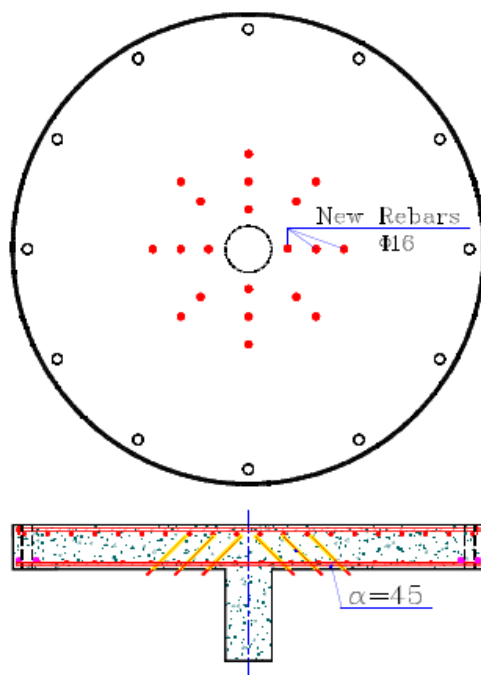


Figura 2.31– Laje reforçada com varões de aço transversais ensaiada por Hassanzageh [139][197].

Após a injeção, eram então introduzidos os varões. Os resultados dos ensaios permitiram afirmar que houve um aumento substancial das cargas de rotura e também da ductilidade. Verificou-se também que a resistência por aderência entre os varões e o betão era superior à resistência à tracção do varão. A resistência ao punçoamento aumentou em cerca de 55% em comparação com a laje não reforçada. Os autores afirmam que esta técnica é eficiente, rápida e barata, mas que poderá ter problemas de durabilidade e de fadiga.

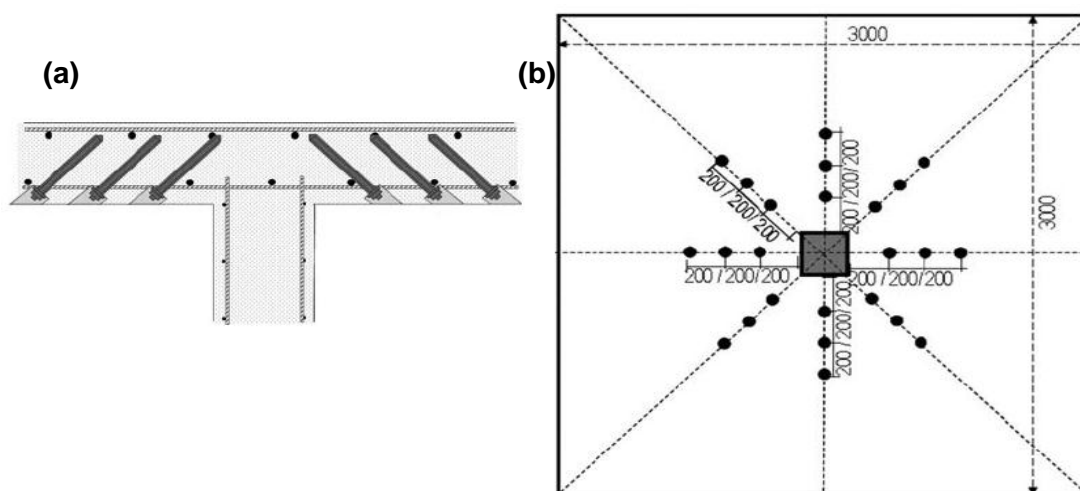
(5) Kunz et al.

Kunz et al. [169] realizaram seis ensaios em lajes quadradas com 3000 mm de lado e 250 mm de espessura, sendo que cinco delas eram reforçadas e uma não. As lajes ensaiadas apresentavam percentagens de armadura longitudinal diferentes e também diferentes quantidades de armadura vertical de reforço. O sistema de ensaio é o apresentado na Figura 2.32.



Figura 2.32– Sistema de ensaio [169].

O sistema de reforço é o apresentado na Figura 2.33, em que os varões de reforço são introduzidos em furos inclinados a 45° , atingindo a armadura longitudinal superior. Antes da colocação dos varões (do tipo HILTI HZA-P) o furo é preenchido com um adesivo da HILTI.



**Figura 2.33– Laje reforçada (a) esquema geral e (b) vista da face inferior da laje V2 [169].
(desenho sem escala e dimensões em mm)**

As lajes V1, V2 e V3 tinham uma percentagem de armadura longitudinal superior de 1.5% enquanto para os restantes modelos era de 0.6%. Verifica-se (Quadro 2.4) que houve um aumento significativo na carga de rotura das lajes V2 e V3 com a colocação dos varões de reforço. Segundo os autores, nas lajes V6 a V8, a colocação dos varões levou a que se

observasse a rotura por punçoamento após o desenvolvimento de extensões plásticas na armadura longitudinal superior das lajes.

Quadro 2.4 – Cargas de rotura.

Modelo	Nº total de varões de reforço	Carga de Rotura (kN)
V1	----	974
V2	24	1383
V3	36	1577
V6	32	850
V7	32	854
V8	16	833

Foi apresentado também um método de cálculo para este tipo de reforço, baseado nos trabalhos de Muttoni [205] e Muttoni e Ruiz [206], que tem em conta a contribuição dos varões de reforço.

(6) El-Salakawy et al.

El-Salakawy et al. [99] estudaram a utilização de GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers) e CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers) em conjunto com parafusos transversais à laje para reforçar lajes fungiformes ao punçoamento. Foram ensaiados sete modelos simulando a zona da laje junto a um pilar de bordo. Os modelos tinham dimensões em planta de 1540x1020 mm² e 120 mm de espessura. Os autores estudaram ainda as alterações de comportamento provocadas pela existência duma abertura junto ao pilar em alguns dos modelos ensaiados.

Como reforço ao punçoamento, os autores utilizaram duas técnicas distintas, consistindo na aplicação de CFRP e GFRP (Figura 2.34), por vezes simultaneamente com três fiadas de parafusos transversais dispostos em volta do pilar (Figura 2.35). A primeira fiada de parafusos foi situada a cerca de 45mm da face do pilar (correspondente a aproximadamente $d/2$), enquanto que a segunda e terceira fiadas foram colocadas a 90 mm (correspondente a d) da primeira e segunda, respectivamente. A força de pré-esforço inicial aplicada aos parafusos foi de aproximadamente 40% da tensão de cedência dos parafusos.

lajes reforçadas com parafusos e fibras de vidro em simultâneo, verificou-se um acréscimo de resistência de 23% no modelo com uma camada de fibras e 30% no modelo com duas camadas; a utilização dos parafusos aumenta a ductilidade da ligação laje-pilar e altera o modo de rotura da laje, passando de uma rotura por punçoamento para uma rotura por flexão.

(7) Harajli et al.

Harjli et al. [131], estudaram a utilização de laminados de fibras de carbono (CFRP) em conjunto com parafusos transversais como reforço de lajes fungiformes. Os parafusos foram utilizados com a finalidade de melhorar o desempenho da laje ao punçoamento, enquanto as fibras tinham como objectivo aumentar a resistência à flexão das lajes. Foram ensaiadas 18 lajes quadradas 670 mm de lado, apoiadas num pilar central quadrado com 100 mm de lado. Para além da espessura das lajes (55mm ou 75mm), as principais variáveis consideradas nos ensaios foram a percentagem de armadura de flexão, a área de CFRP, o diâmetro dos parafusos e a sua disposição em planta. As lajes foram apoiadas nos quatro cantos e sujeitas a uma força vertical no centro destas.

Os parafusos de reforço foram dispostos de duas formas distintas. Em alguns modelos das séries A1, A2, B1 e B2 foram aplicados oito parafusos em duas fiadas, enquanto nas séries A2-I, B1-I e B2-I foram colocados oito parafusos numa só fiada. Todos os parafusos aplicados tinham 8 mm de diâmetro e foram pré-esforçados, sendo a força de pré-esforço transmitida à laje por intermédio de placas de aço de dimensões 40x40x5mm³ colocadas em ambas as faces dos modelos.

Os autores constataram que a combinação entre parafusos e CFRP como reforço conduziu a uma resistência adicional superior a qualquer outro tipo de reforço considerado pelos mesmos. As lajes reforçadas com parafusos e CFRP em conjunto obtiveram um aumento da carga resistente entre 26% e 77%.

(8) Duarte et al.

Duarte [91] e Duarte et al. [92] ensaiaram cinco modelos de laje fungiforme com dimensões em planta de 1800x1800 mm² e espessura de 120 mm, sendo uma das lajes a de referência (ID1), e as restantes quatro (ID2 a ID5) reforçadas com dezasseis varões roscados, dispostos em duas camadas de oito em torno do pilar (Figura 2.36). As variáveis

deste trabalho experimental foram a área da secção transversal da armadura de reforço e o pré-esforço inicial aplicado aos varões roscados.

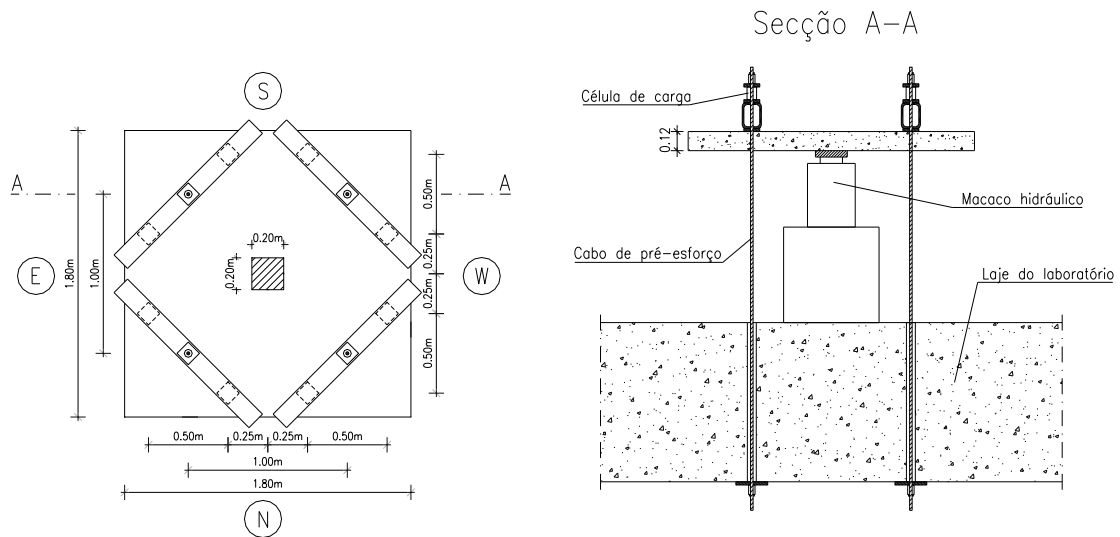


Figura 2.36– Definição geométrica dos modelos [91].

Os modelos ID2 a ID5, numa primeira fase foram carregados por intermédio de um macaco hidráulico até se atingir uma força correspondente a cerca de 60 % da carga de rotura do modelo ID1. Após ter sido atingida esta carga efectuou-se a descarga das lajes e as operações de reparação. Na segunda fase foram colocados os varões roscados transversais de reforço e ancorados às faces inferior e superior com placas de aço de dimensões 150x50 mm² e espessura de 5 mm (Figuras 2.37 e 2.38). Nesta fase os modelos foram carregados até à rotura.

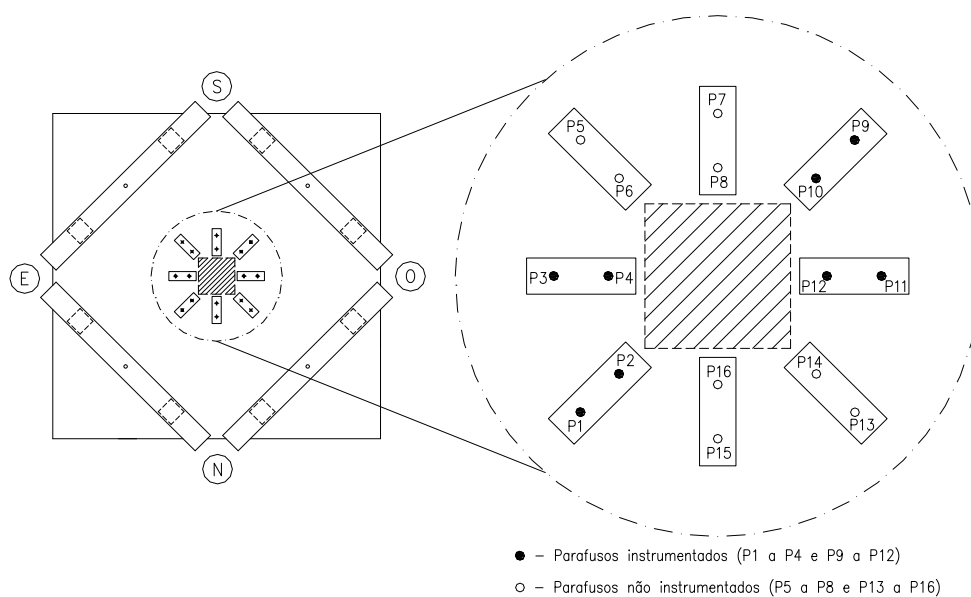


Figura 2.37– Esquema de reforço [91].

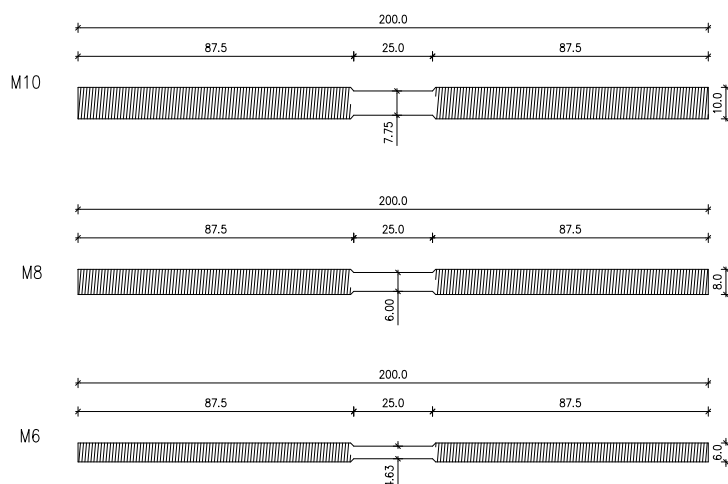


Figura 2.38– Geometria dos varões roscados utilizados [91].

Com estes resultados experimentais foi concluído que a carga de rotura aumenta quando se utiliza varões roscados de maior diâmetro, já que o reforço com varões roscados M10 conduziu a um acréscimo da capacidade de carga de 51 %, enquanto a utilização dos varões roscados M8 conduziu a um aumento de 36 a 41%. Os parafusos M6 foram os que providenciaram menor acréscimo de capacidade de carga, cerca de 23%. Todos estes valores são em relação ao modelo de referência. Com a utilização de varões roscados M10 observou-se uma mudança da posição da superfície de rotura relativamente ao modelo de referência. A superfície passou a intersectar a face em compressão da laje para além das placas de ancoragem. Relativamente à inclinação da superfície de rotura, verificou-se um aumento desta nos modelos reforçados com varões roscados. Verificou-se também que o diâmetro dos varões roscados e a quantidade de pré-esforço não influenciaram significativamente a inclinação da superfície de rotura. De um modo geral verificou que esta técnica de reforço é bastante eficaz no aumento da capacidade de carga e é de simples e rápida execução.

(9) Luís e Ramos

Luís e Ramos [185] ensaiaram dois modelos, ML1 e ML2, em tudo idênticos aos modelos ID3 e ID4 de Duarte [91], mas sujeitos a carregamentos cíclicos, tendo-se obtido modos de rotura em tudo semelhantes aos dos ensaios homólogos realizados por Duarte [91]. Os resultados experimentais obtidos foram comparados com os previstos usando o preconizado pela NP EN 1992-1-1 [150]. Conclui-se que a utilização dos varões roscados verticais de reforço pré-esforçados leva a um incremento significativo da carga de rotura dos modelos ensaiados. De facto, no modelo reforçado com varões roscados M6 obteve-se um

incremento do valor máximo da carga experimental de 20%, enquanto no modelo reforçado com varões roscados M8 este incremento foi de 32%, quando comparados com o modelo de referência. Os valores previstos pela NP EN 1992-1-1 [150], para o valor médio resistente da carga de rotura ao punçoamento são próximos dos valores obtidos experimentalmente, dando uma média para a razão V_{exp}/V_{Rm} de 0.98 para os ensaios monotónicos e de 0.96 para os ensaios cíclicos. Estes valores são ligeiramente contra a segurança, no entanto há que referir que os limites preconizados na NP EN 1992-1-1 [150] para o valor do

$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)$ e para a tensão na armadura específica de punçoamento não foram

respeitados nos cálculos apresentados. Logo, a NP EN 1992-1-1 [150] pode ser utilizada para dimensionamento deste tipo de reforço. Comparando entre a acção monotónica e cíclica observa-se, em termos médios, uma ligeira diminuição da razão V_{exp}/V_{Rm} na situação de carregamento cíclico, de 0.98 para 0.96. A aplicação de varões roscados de reforço aumenta a rigidez das lajes, reduzindo as deformações verticais.

(10) Binici e Barak

Binici e Barak [32], [33] estudaram uma técnica de reforço de lajes ao punçoamento usando compósitos de carbono (CFRP). Os compósitos foram colocados na direcção vertical, tal como a armadura tradicional de punçoamento. Foram feitos seis modelos com dimensões 2133x2133x152 mm³, e a armadura ordinária de flexão era igual em todos eles. Os modelos foram calculados para apresentarem rotura por punçoamento, embora houvesse a possibilidade do modo de rotura se transformar numa combinação de flexão/punçoamento para os modelos reforçados. Duas das lajes foram usadas como modelos de controlo, sendo que uma delas cumpria os requisitos do ACI 318-63 [7] e outra os requisitos do ACI 318-02 [9], relacionados com a colocação de armadura de compressão junto à ligação pilar/laje. Os restantes modelos foram reforçados usando CFRP. Durante a produção dos modelos foram deixados furos nas lajes, onde posteriormente seriam introduzidos os CFRP. O número de perímetros de furos foi de quatro em dois modelos e de seis e oito nos restantes dois modelos. Os furos foram feitos na mesma posição em que seriam colocados os estribos da armadura tradicional de punçoamento. Na Figura 2.39 pode-se observar os esquemas de reforço para cada uma das lajes, em que o número de camadas refere-se ao número de vezes que o FRP atravessa os furos.

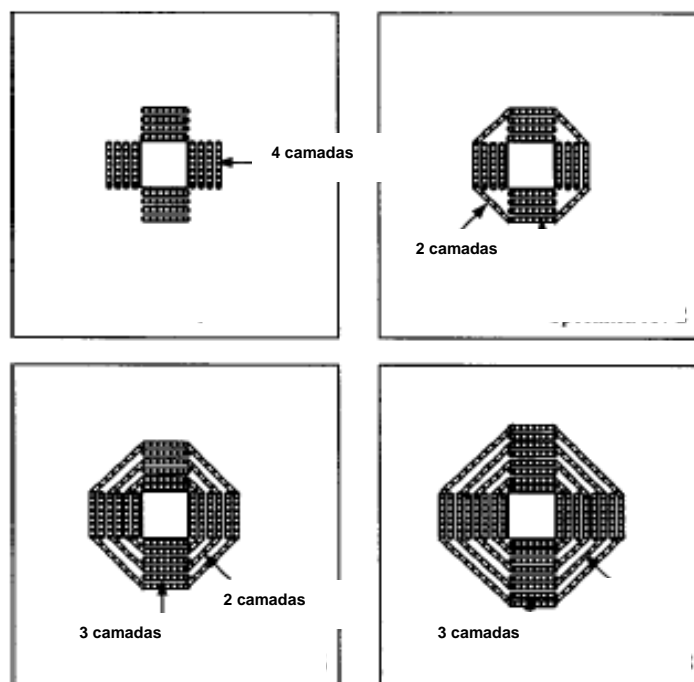


Figura 2.39– Esquemas de reforço [32].

Os autores concluíram que: o esquema de colocação do CFRP apresentado é fiável no que diz respeito ao aumento da resistência ao punçoamento; o emprego de linhas diagonais de CFRP são eficientes no que toca a evitar que a rotura por punçoamento se dê na zona reforçada; o uso de CFRP como estribos fechados melhorou a resistência e a capacidade de deformação do betão nessas zonas; nas zonas reforçadas não surgiram fendas de corte; as previsões dadas pelo ACI 318-02 [9] são do lado da segurança, enquanto as obtidas pelo MC90 [64] provaram ser inseguras para alguns modelos.

2.3.5 Considerações finais

Nos trabalhos de Helene [140], Emmons [100], Cánovas [46], Souza e Ripper [256], documento do CEB, Bulletin d'Information nº162 [63], no documento FIP Guide to Good Practice [106], *fib* bulletin 14 [108], *fib* bulletin 35 [111] e no documento do ACI [13], existem recomendações construtivas e/ou de cálculo para os tipos de reparação/reforço referidos anteriormente. Relativamente à acção do fogo, a metodologia de cálculo e de protecção do elemento reforçado, caso seja necessário, pode ser consultado o NP EN 1992-1-2 (parte 1.2 - acção do fogo) [151], o ACI 216R-89 [6], a recomendação do LNEC [173], o ACI 216.1-97/TMS 0216.1-97 [16], Buchanan [39] e Alkhrdaji [17]. No entanto, normalmente não é necessário considerar a resistência do reforço na verificação da segurança aos estados

limites para a acção do fogo. Salvo raras excepções, a resistência da estrutura não reforçada pode ser suficiente para garantir a segurança para a combinação de acções que inclui a acção do fogo.

CAPÍTULO 3

SISTEMA DE PÓS-TENSÃO COM ANCORAGENS POR ADERÊNCIA

3.1 INTRODUÇÃO

O sistema proposto neste trabalho para reforço de lajes de betão armado é uma evolução do sistema de reforço com pré-esforço tradicional. A opção pelo reforço com pré-esforço justifica-se pelo seu carácter activo, uma vez que funciona não só para as cargas aplicadas após a execução do reforço, mas também para as cargas já instaladas na estrutura, o que é uma vantagem para o comportamento em serviço da estrutura. Esta solução permite executar o reforço sem necessidade de descarregar a estrutura durante os trabalhos. Pelo contrário, com os outros métodos de reforço, é necessário reduzir as cargas uma vez que os elementos de reforço só são mobilizados para as cargas que solicitam a estrutura após conclusão do mesmo, ou seja, necessitam de novas deformações para que o reforço seja solicitado. Como geralmente o efeito do pré-esforço é de sinal contrário ao efeito das acções, este contribui para a redução dos esforços a que a estrutura está sujeita, tanto em termos de flexão como de corte. Da mesma forma, reduz a abertura de fendas e as deformações existentes.

Quando se usa o sistema tradicional de reforço com pré-esforço o equipamento provisório usado na sua aplicação e o equipamento que permanece na estrutura (equipamento definitivo), é relativamente leve e de fácil manuseamento, quando comparado com outros sistemas tais como o da introdução de perfis metálicos ou o do aumento de secção com betão, além de que permite a escolha da força de desvio desejada através de um correcto posicionamento dos cordões, dos desviadores e da força de pré-esforço. Caso seja necessário, com relativa facilidade se inspecciona, retensiona ou mesmo se substitui um cordão de pré-esforço, e também as ancoragens e desviadores podem ser facilmente inspeccionados durante a construção e a vida útil da estrutura. No entanto, apesar das vantagens apresentadas e tal como qualquer outro sistema de reforço, o sistema tradicional de reforço com pré-esforço apresenta também desvantagens. Nas zonas das ancoragens e

dos desviadores, os elementos de betão ficam sujeitos a forças concentradas para as quais poderão não estar preparados, podendo eventualmente ser necessário recorrer a outras medidas de reforço para solucionar esta situação. É ainda necessário comprometer algum espaço para a colocação das ancoragens e dos desviadores, que podem afectar nomeadamente, a estética da construção. Também importante, é o facto de os cordões de pré-esforço ficarem susceptíveis à corrosão, ao vandalismo e à acção do fogo.

Relativamente ao sistema de reforço proposto neste trabalho, pode-se afirmar que resolve algumas das desvantagens mencionadas anteriormente. No sistema proposto os cordões de pré-esforço são introduzidos em furos executados na laje, colocando sobre esta desviadores que promovem a curvatura dos cordões (Figura 3.1). Estes cordões são posteriormente tensionados recorrendo a elementos provisórios e os furos são selados com um agente de aderência. Após cura do agente de aderência, a força instalada é transmitida por aderência ao elemento a reforçar.

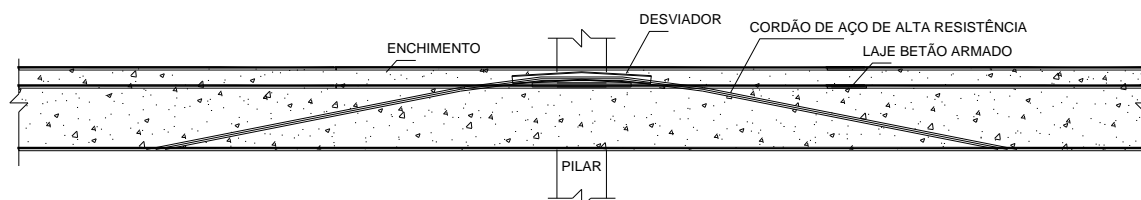


Figura 3.1 – Aspecto final do reforço em alçado.

A inexistência de ancoragens mecânicas permanentes torna o sistema mais económico e esteticamente menos intrusivo. O facto de a força na ancoragem ser distribuída ao longo do comprimento de transmissão do pré-esforço, reduz as concentrações de tensões existentes nas ancoragens mecânicas tradicionais e é um das suas principais vantagens do sistema proposto. Neste caso, os cordões ficam protegidos contra a corrosão e o vandalismo, uma vez que se encontram embebidos na laje e na betonilha de enchimento do piso.

Por outro lado, após o corte dos cordões não é fácil a inspecção ou o retensionamento dos cordões. Neste sistema são necessários desviadores junto ao pilar, os quais ficam embebidos na betonilha de enchimento do piso. O tempo de cura do adesivo pode trazer alguns inconvenientes, implicando a permanência dos elementos provisórios durante aquele período de tempo. Este sistema é uma opção quando se pretende reforçar uma laje em relação aos estados limites últimos de flexão e de punção e reduzir a fendilhação e a deformação.

Este tipo de reforço consiste em pré-esforço pós-instalado, com ancoragens por aderência, como o usado na pré-tensão, recorrendo a um agente de aderência para promover a aderência entre o aço de pré-esforço e o betão.

Nas secções seguintes descrevem-se todos os passos do faseamento construtivo do sistema proposto.

3.2 FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO SISTEMA

O faseamento construtivo deste sistema será descrito de seguida, com a ajuda de esquemas e fotografias e consta, basicamente, dos seguintes passos:

1. Furação da laje e limpeza dos furos;
2. Montagem dos desviadores e dos cordões de aço de alta resistência;
3. Tensionamento dos cordões;
4. Injecção com agente de aderência;
5. Transmissão da força de pré-esforço.

3.2.1 Furação da laje e limpeza dos furos

A primeira tarefa a ser realizada é a da furação da laje. Para o correcto funcionamento do sistema é fundamental que os furos fiquem correctamente posicionados na laje e com a inclinação prevista. Para obter a inclinação desejada foi concebido um dispositivo guia, que consiste num tubo metálico, com diâmetro interior ligeiramente superior ao diâmetro da broca, soldado a uma chapa, com a inclinação pretendida. A chapa é fixa à face superior da laje por intermédio parafusos fixos com buchas plásticas para evitar que esta se desvie da posição durante a furação. Após a furação, o furo deve ser convenientemente limpo de poeiras por intermédio de sopradores manuais e/ou mecânicos, recorrendo também a uma escova de aço, de acordo com as recomendações do fabricante do agente de aderência.

Nas Figuras 3.2 e 3.3, apresentam-se um esquema e fotografias, respectivamente, relativas a esta etapa.

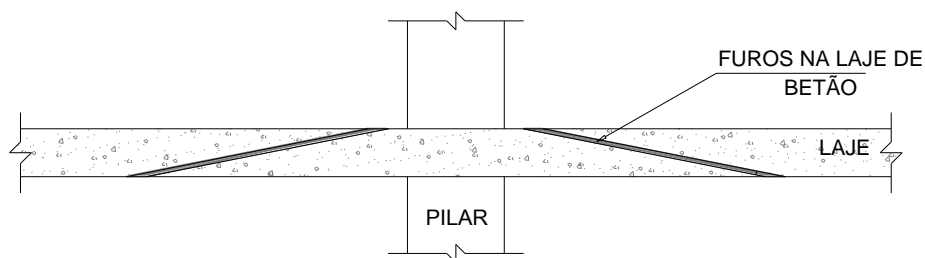


Figura 3.2 – Etapa 1, esquema de furação da laje.

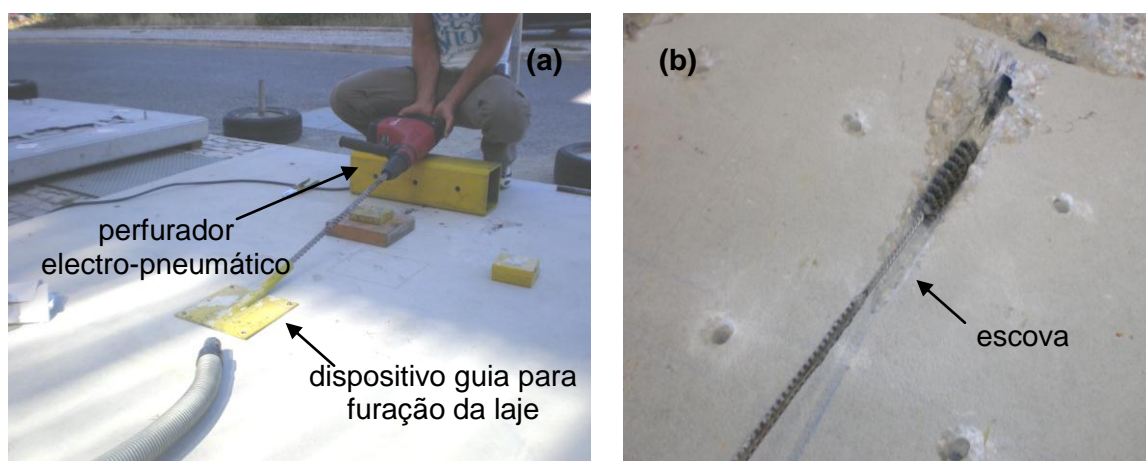


Figura 3.3 – Etapa 1: (a) imagens da furação da laje e (b) posterior limpeza do furo.

3.2.2 Montagem dos desviadores e dos cordões de pré-esforço

Os cordões são introduzidos por um dos lados, na face inferior da laje, passam sobre um desviador na face superior da mesma e atravessam a laje no furo oposto ao da entrada, voltando a sair na face inferior da laje. O desviador deverá apresentar a curvatura pré-definida para os cordões. O interior do desviador deverá ser liso, por forma a evitar danos no cordão e a garantir um atrito reduzido. A base do desviador deverá ficar apoiada na face superior da laje, recorrendo a uma argamassa de assentamento, para garantir uma correcta distribuição das tensões na laje. Deve ser dada atenção especial à limpeza dos cordões, uma vez que estes não deverão apresentar na sua superfície impurezas, óleos ou vestígios de ferrugem, que possam prejudicar a aderência, devendo ser limpos recorrendo a uma escova de aço. Nas Figuras 3.4 e 3.5, apresentam-se um esquema e fotografias, respectivamente, relativas a esta etapa.

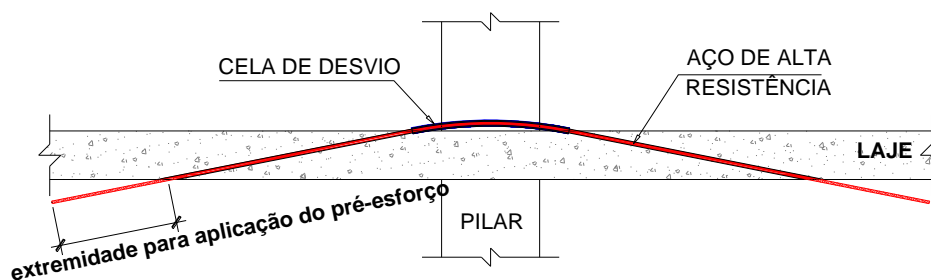


Figura 3.4 – Etapa 2: colocação de desviador e introdução dos cordões.

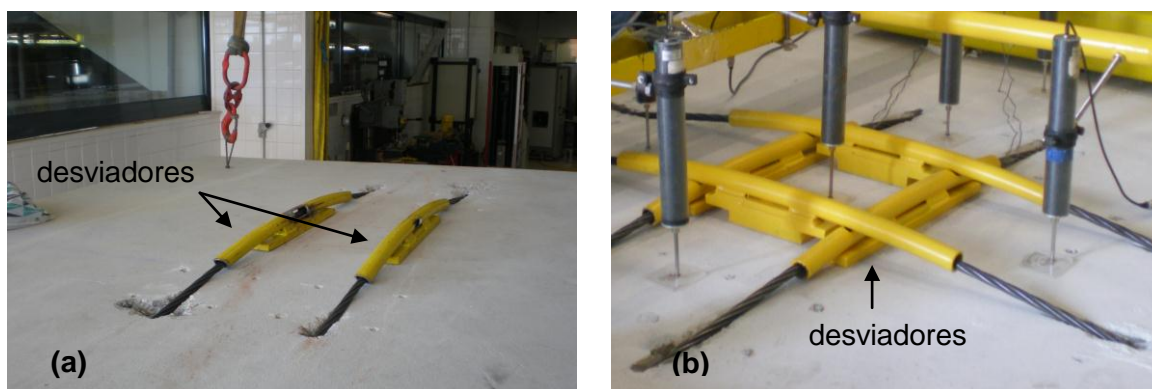


Figura 3.5 – Etapa 2: fotografias dos desviadores e dos cordões, (a) pré-esforço unidireccional e (b) bidireccional.

3.2.3 Tensionamento dos cordões

Para a aplicação do pré-esforço recorre-se à utilização de acessórios provisórios, que são basicamente constituídos por uma escora, dois actuadores e ancoragens nas extremidades de cada um dos cordões (Figura 3.6). Na escora são fixos, em cada uma das extremidades, actuadores mecânicos (foram desenvolvidos dois tipos, A e B, os quais serão descritos na secção 3.3.2) e ancoragens provisórias, com os quais são tensionados os cordões. O tensionamento deverá ser feito simultaneamente pelas duas ancoragens, por forma a se obter a máxima eficiência relativamente às perdas por atrito que se obteriam caso os cordões fossem tensionados por uma única extremidade. Na Figura 3.7, apresentam-se fotografias do tensionamento dos cordões, fazendo referência aos acessórios usados e desenvolvidos neste trabalho.

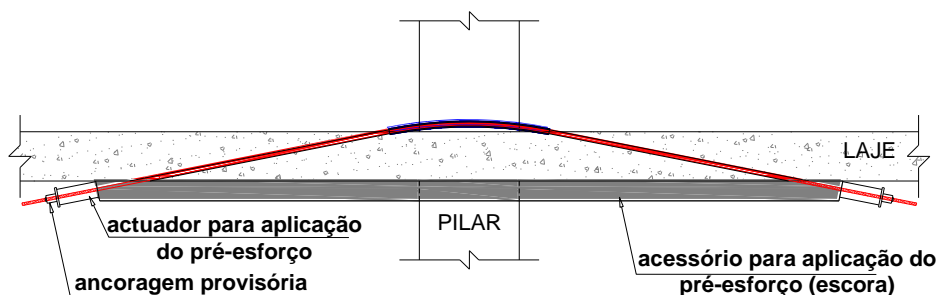


Figura 3.6 – Etapa 3: tensionamento dos cordões.

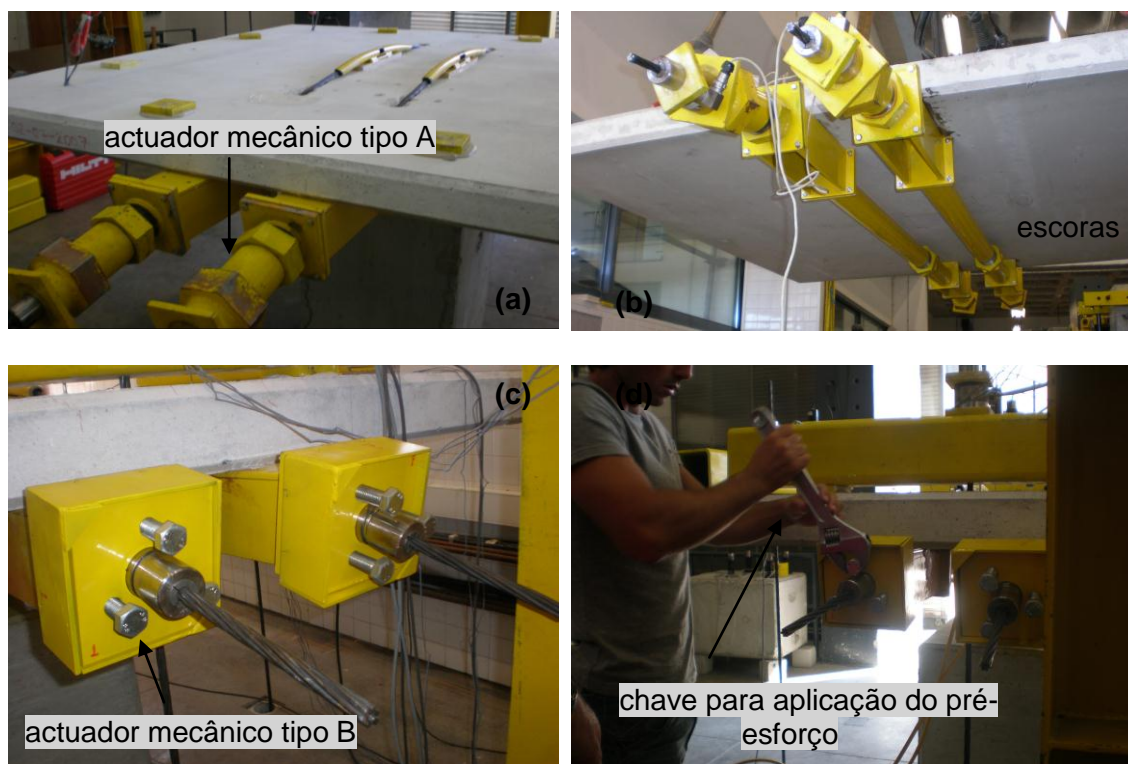


Figura 3.7 – Etapa 3: (a) vista de topo da laje, (b) vista inferior e actuadores tipo A, (c) actuadores tipo B e (d) aplicação do pré-esforço com actuadores tipo B.

3.2.4 Injecção com agente de aderência

Para a injecção do agente de aderência é usado um tubo em PVC de pequeno diâmetro, introduzido previamente no furo e posicionado entre o cordão e a parede do furo. Após a sua introdução, a entrada do furo é selada usando betume de pedra ou outro material com características semelhantes, para evitar o refluxo do agente de aderência. A injecção dos furos com o agente de aderência deverá ser feita de baixo para cima, até que o agente de aderência saia pela extremidade superior do furo. Desta forma evitam-se vazios no interior

do furo ao longo do comprimento de selagem do cordão. Nas Figuras 3.8 e 3.9, apresentam-se um esquema e fotografias da injeção do agente de aderência.

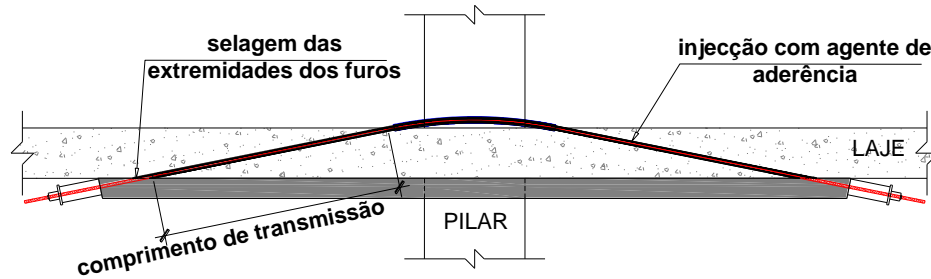


Figura 3.8 – Etapa 4: injeção com agente de aderência.

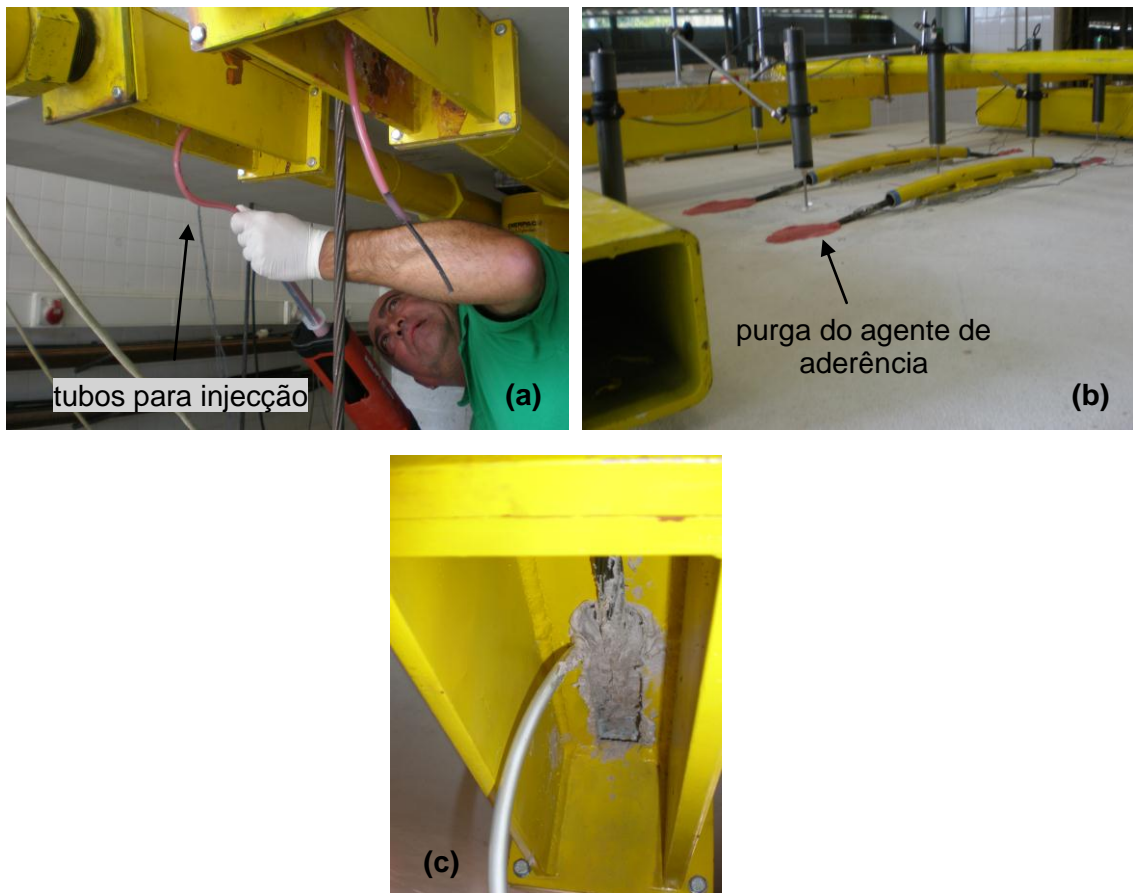


Figura 3.9 – Etapa 4: (a) injeção do agente de aderência, (b) purga do agente de aderência na face superior da laje e (c) selagem com betume de pedra do furo na face inferior da laje.

3.2.5 Transmissão da força de pré-esforço

Após a cura do agente de aderência, libertam-se as ancoragens provisórias e retiram-se todos os acessórios. Posteriormente, as extremidades dos cordões são cortadas à face da

laje. Nas Figuras 3.10 e 3.11, apresentam-se um esquema e fotografias, respectivamente, relativas a esta etapa.

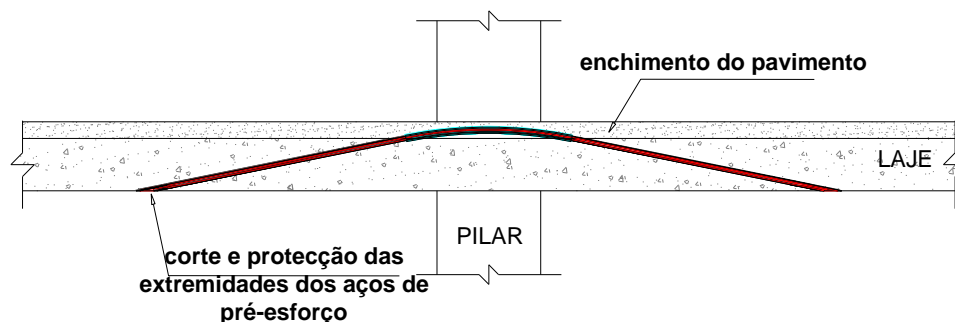


Figura 3.10 – Etapa 5: corte das ancoragens provisórias.

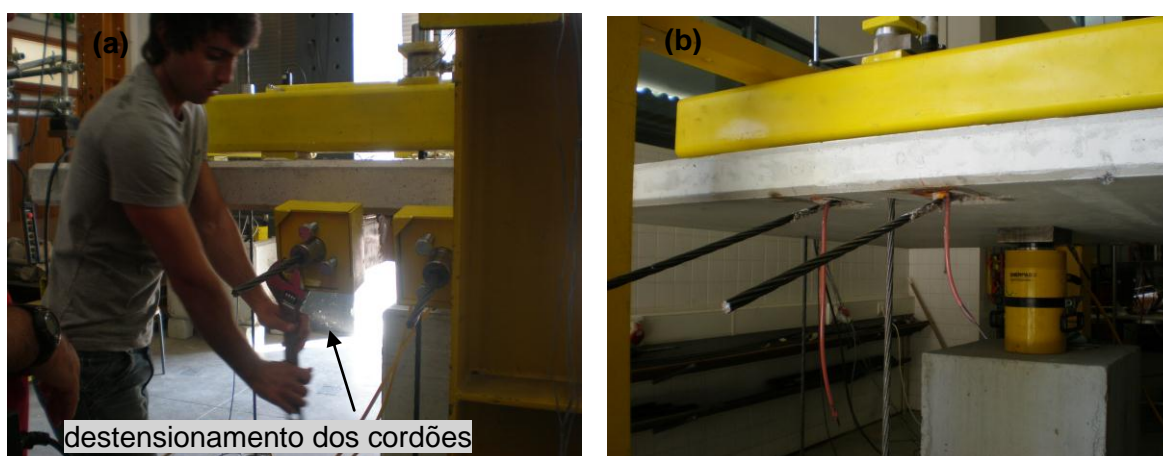


Figura 3.11 – Etapa 5: (a) destensionamento dos cordões e (b) cordões sem o equipamento de aplicação de pré-esforço.

3.3 EQUIPAMENTO E MATERIAIS

A aplicação do pré-esforço é efectuada usando equipamento que é retirado após a cura do agente de aderência. Este equipamento é composto por uma escora capaz de suportar a componente horizontal da força de pré-esforço e por actuadores mecânicos que permitam manter a força de tensionamento dos cordões durante o período de cura do agente de aderência. Além deste equipamento são utilizados, com carácter definitivo, desviadores, referidos na secção anterior e o agente de aderência. Nesta secção apresentam-se detalhadamente cada um destes acessórios, especificando os que foram concebidos para aplicação na investigação experimental descrita no Capítulo 5, referindo-se as principais características dos agentes de aderência.

3.3.1 Escora

A escora tem por objectivo absorver a componente horizontal da força de pré-esforço a instalar no cordão durante a fase provisória, ou seja, até que o agente de aderência adquira a resistência necessária para transferir por aderência a força de pré-esforço para o betão. A escora usada neste trabalho foi concebida de forma a poder acomodar diferentes comprimentos. A escora foi dividida em dois troços tubulares, em que um dos lados é introduzido no outro, e o ajuste é feito por intermédio de duas porcas, que deslizam numa rosca, permitindo, assim, o ajuste do comprimento total da escora. Estas porcas funcionam como batentes transmitindo o esforço axial de um troço para o outro. Na Figura 3.12, podem-se observar os pormenores da zona central roscada e da extremidade da escora ajustável. O aço usado na construção das escoras é da classe S275J0.

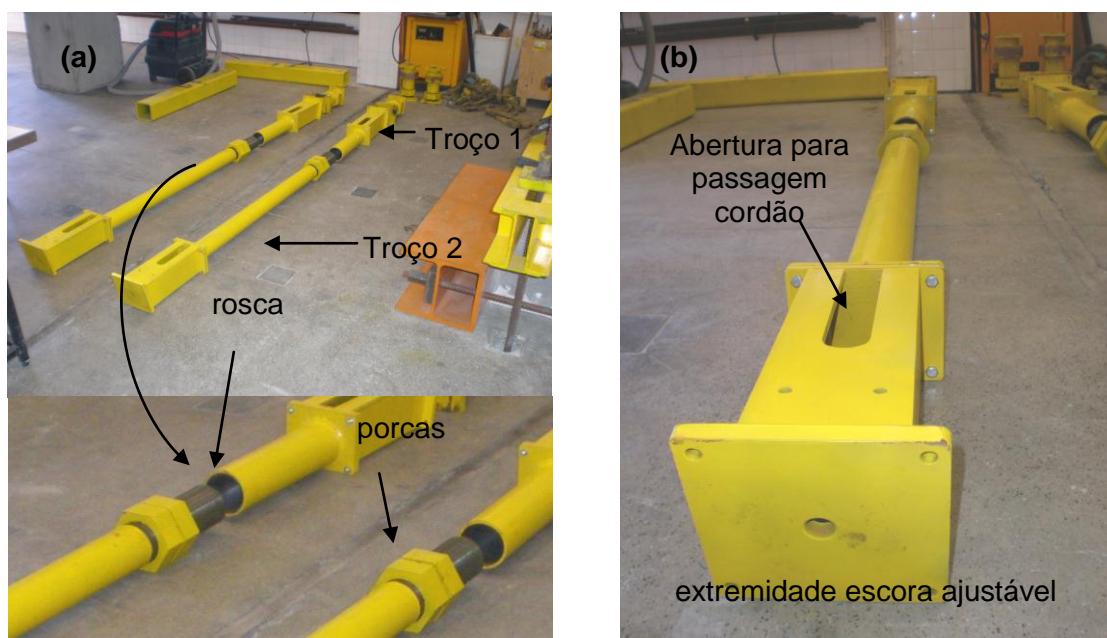


Figura 3.12 – Escoras ajustáveis concebidas para o programa experimental, (a) perspectiva da zona de junção dos dois troços e (b) perspectiva da extremidade das escoras onde é ligado o actuador.

Como se pode verificar na Figura 3.12, nas extremidades das escoras existem peças cuja finalidade é fazer a ligação da escora aos actuadores, dando-lhes a inclinação pretendida. Estas peças são aparafusadas entre si, permitindo o seu transporte e montagem de forma fácil. Na Figura 3.13, pode-se observar o desenho de pormenorização das escoras desenvolvidas (vista superior) e das peças de ligação da escora aos actuadores.

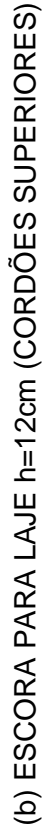


Figura 3.13 – Detalhes, (a) e (b) vista de topo das escoras do sistema de aplicação de pré-esforço e (c) pormenorização das peças de ligação. (desenho sem escala e dimensões em mm)

3.3.2 Actuadores para aplicação de pré-esforço

Os actuadores têm como objectivo o tensionamento do aço de pré-esforço. Tendo em conta que os actuadores hidráulicos existentes podem ter perdas de carga com o tempo, por fuga de óleo no sistema hidráulico, foram desenvolvidos actuadores mecânicos manuais que permitem manter a carga durante o tempo necessário para a cura do agente de aderência. Foram desenvolvidos dois tipos de actuadores mecânicos, tipo A e tipo B.

3.3.2.1 Descrição dos actuadores tipo A

O actuador tipo A é constituído por dois corpos, de tal forma que ao desenroscar o corpo superior relativamente ao corpo inferior, o cordão é tensionado. Após o tensionamento o sistema é travado com recurso a uma contra-porca (Figura 3.14). Estes actuadores eram mobilizados com uma chave própria concebida para o efeito. Na Figura 3.15, pode-se observar o posicionamento do actuador mecânico tipo A, na escora.

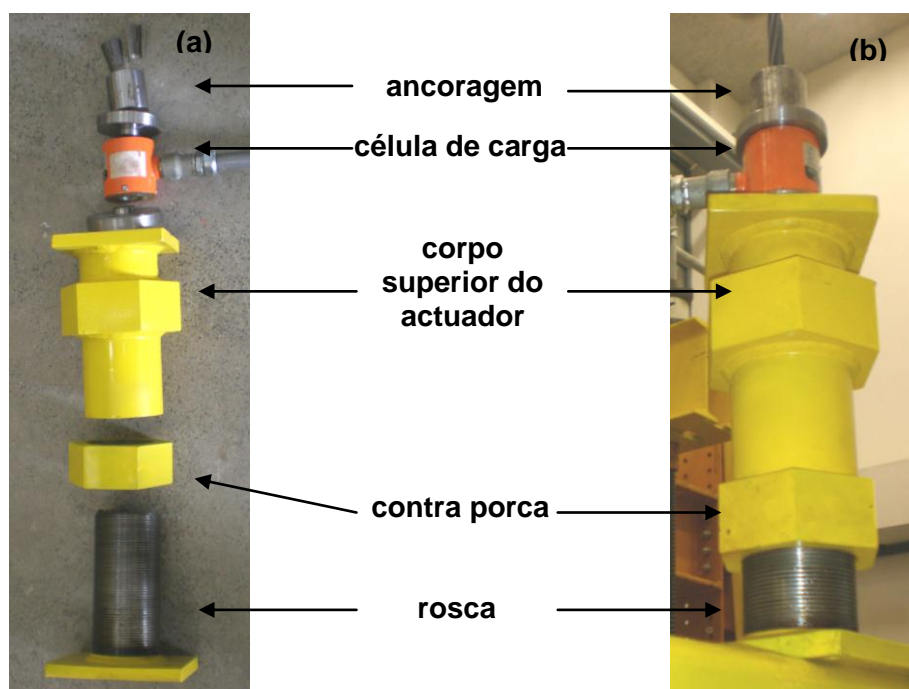


Figura 3.14 – Montagem do actuador para aplicação de pré-esforço tipo A, (a) peças constituintes e (b) actuador montado.

A ancoragem do cordão de pré-esforço é efectuada por meio de um cilindro e cunhas de ancoragem, normalmente usados na pré-tensão. A força de pré-esforço foi controlada interpondo uma célula de carga entre a ancoragem e o actuador.

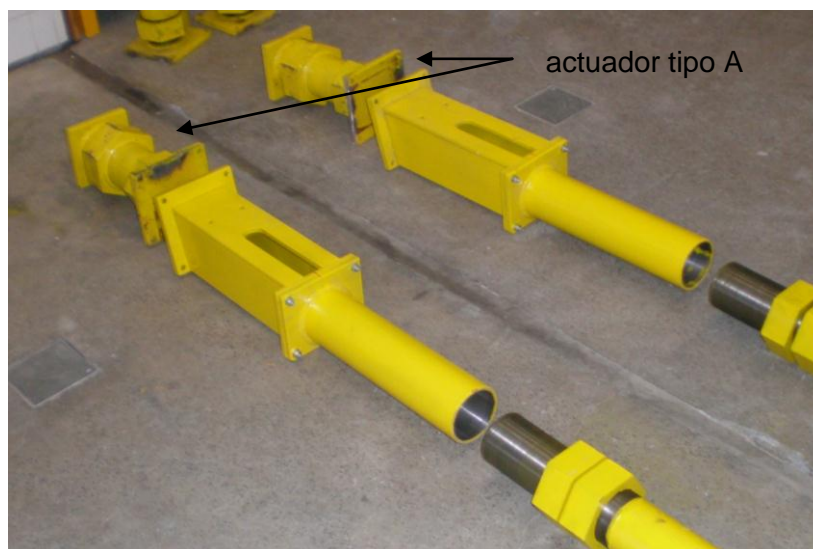
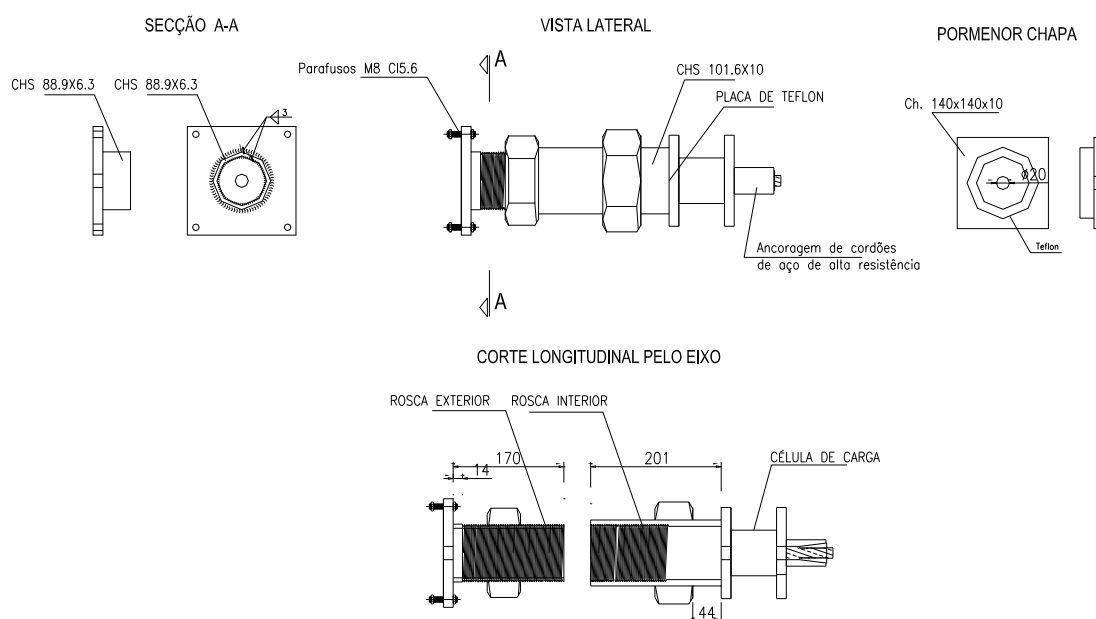


Figura 3.15 – Posicionamento do actuador tipo A na escora.

Na Figura 3.16, representam-se os desenhos de pormenorização actuador tipo A.



**Figura 3.16 - Detalhes do sistema de aplicação de pré-esforço com actuador mecânico tipo A.
(desenho sem escala e dimensões em mm)**

3.3.2.2 Descrição dos actuadores tipo B

Foi também desenvolvido um tipo de actuador de menores dimensões, com o objectivo de tornar mais simples a aplicação de pré-esforço. O actuador tipo B é ligado à escora da mesma forma que o actuador tipo A. Para aplicação da força neste actuador foi usada uma

chave dinamométrica, o que permitiu controlar a força aplicada e comparar o seu valor com a medição efectuada pela célula de carga. Na Figura 3.17, pode-se observar o actuador mecânico tipo B, destacando as suas peças constituintes.

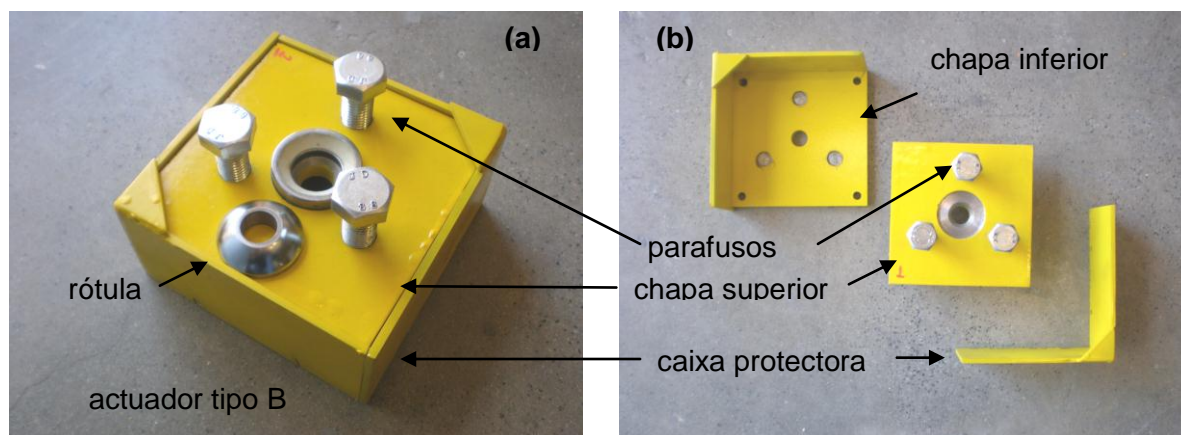


Figura 3.17 – Actuador para aplicação de pré-esforço tipo B, (a) actuador montado e (b) peças constituintes.

Este actuador consiste em duas chapas paralelas e três parafusos. As extremidades dos parafusos apoiam na chapa inferior enquanto o seu corpo enrosca numa porca soldada à chapa superior. Ao aparafusar os parafusos dá-se um afastamento entre as chapas, provocando assim o tensionamento do cordão. Este sistema apresenta vantagens em relação ao anterior, uma vez que os parafusos têm dimensões relativamente pequenas, podendo-se usar uma chave dinamométrica corrente para os aparafusar, sem ter de recorrer sistematicamente a células de carga para medição de força. Este sistema dispõe de uma rótula no centro, na qual se apoia o cilindro de ancoragem para fixação do cordão. Na Figura 3.18 representam-se os desenhos de pormenorização do actuador tipo B.

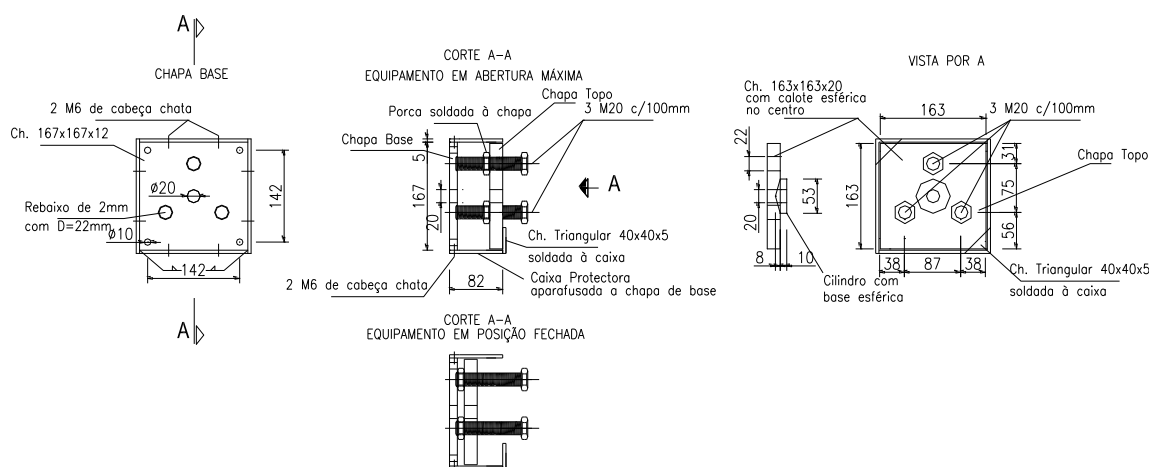


Figura 3.18 - Detalhes do sistema de aplicação de pré-esforço com actuador mecânico tipo B. (desenho sem escala e com dimensões em mm)

3.3.3 Desviadores

Os desviadores (também designados por “celas de desvio”), tal como o próprio nome indica, servem para dar a curvatura necessária ao cordão na face superior da laje junto ao pilar. Os desviadores desenvolvidos podem ser visualizados na Figura 3.5 no caso de um sistema unidireccional e bidireccional de pré-esforço. Na Figura 3.19, representa-se o desenho pormenorizado dos desviadores usados. O desviador assenta numa chapa com dimensões 400x50x16 mm³ e sobre esta é colocada uma chapa de dimensões 200x40x10 mm³. Estas chapas têm por objectivo distribuir as tensões de uma forma uniforme na face superior da laje e rigidificar o desviador. O raio de curvatura adoptado para o desviador foi de 2500 mm, tendo em conta o cordão utilizado neste estudo. O diâmetro exterior do tubo é de 33.7 mm com 3.2 mm de espessura. Para assentamento dos desviadores foi usada uma argamassa de cimento, com o objectivo de permitir uma correcta distribuição de tensões.

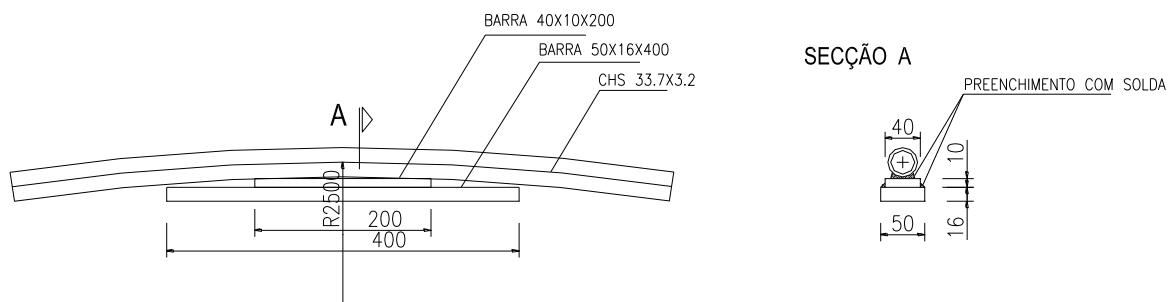


Figura 3.19 – Desenho pormenorizado do desviador usado. (desenho sem escala e com dimensões em mm)

3.3.4 Agentes de aderência

O agente de aderência adoptado tem uma importância fulcral neste tipo de reforço. Foram estudados três agentes de aderência, dois com base numa resina epoxídica e outro com base numa calda de cimento. No Capítulo 4 será feita uma descrição dos vários tipos de agentes de aderência usuais incluindo os factores que afectam o comportamento aderente. Apresentam-se também os ensaios de caracterização dos agentes de aderência utilizados neste estudo e os ensaios que permitem avaliar a capacidade aderente que promovem a cordões de aço de alta resistência.

3.4 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO SISTEMA

Nas figuras seguintes pode-se observar a aplicação do sistema, com todos os seus elementos, ao reforço de uma laje fungiforme com pilar interior, tanto no caso de se aplicar pré-esforço numa única direcção (Figuras 3.20 e 3.21) como em duas direcções (Figuras 3.22 e 3.23) e de uma laje fungiforme num pilar de bordo (Figura 3.24).

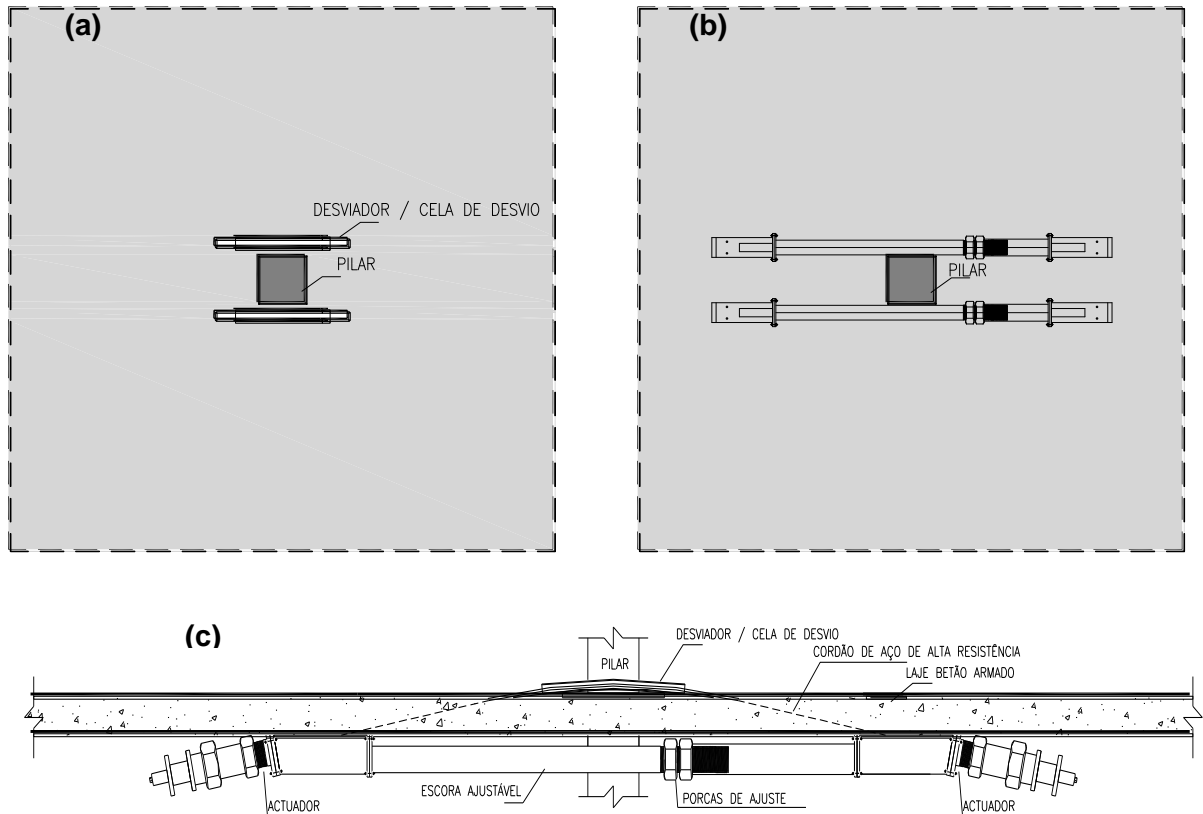


Figura 3.20 - Aplicação do sistema no caso de pré-esforço unidireccional com actuadores tipo A, (a) vista superior, (b) vista inferior e (c) vista lateral.

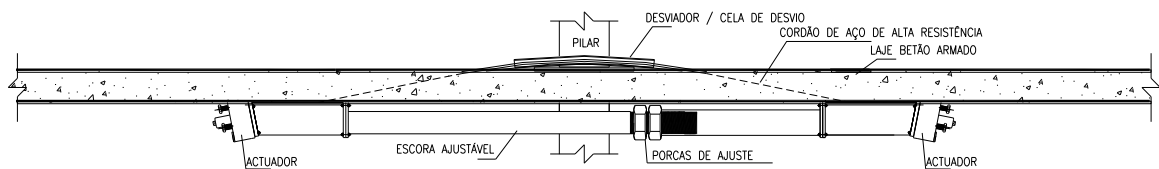


Figura 3.21 - Aplicação do sistema no caso de pré-esforço unidireccional com actuadores tipo B, vista lateral.

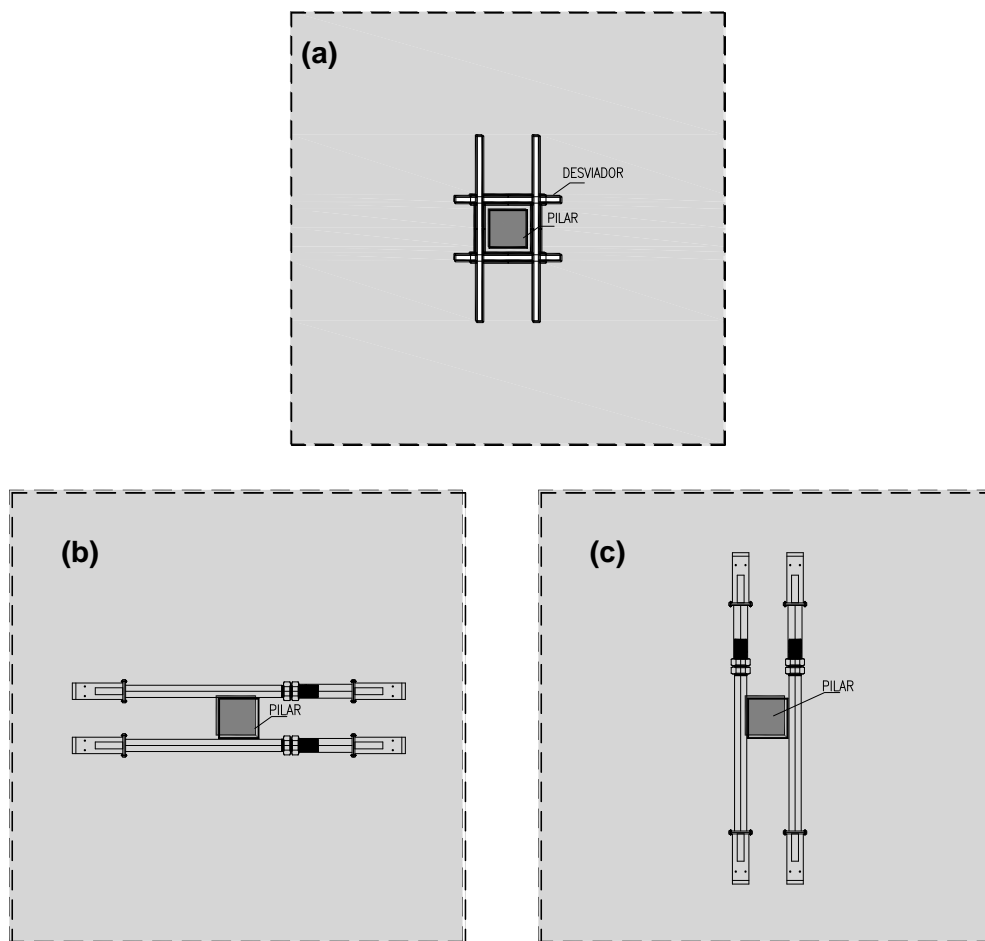


Figura 3.22 - Aplicação do sistema no caso de pré-esforço bidireccional, (a) vista superior, (b) vista inferior da aplicação do pré-esforço direcção x e (c) vista inferior da aplicação do pré-esforço direcção y.

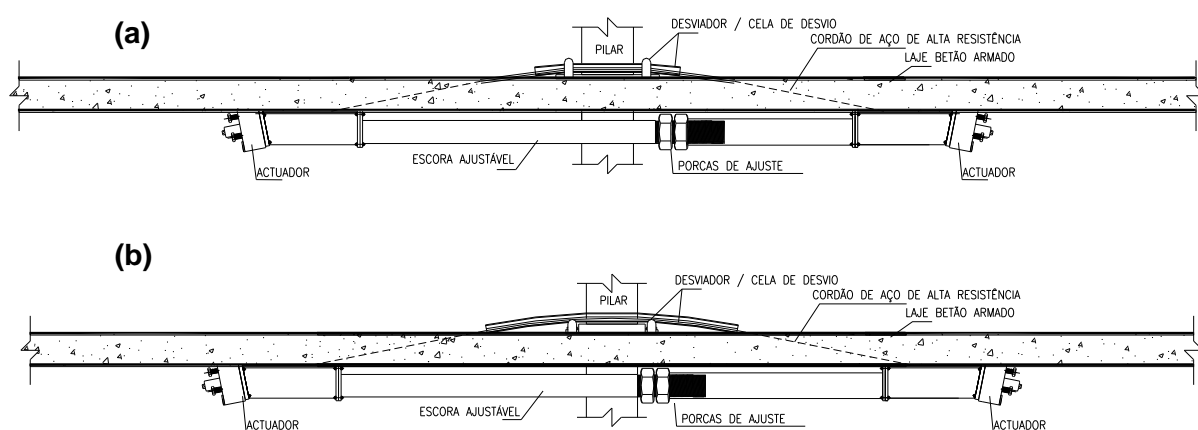


Figura 3.23 - Aplicação do sistema no caso de pré-esforço bidireccional com actuadores tipo A, (a) vista lateral da aplicação do pré-esforço direcção x e (b) vista lateral da aplicação do pré-esforço direcção y.

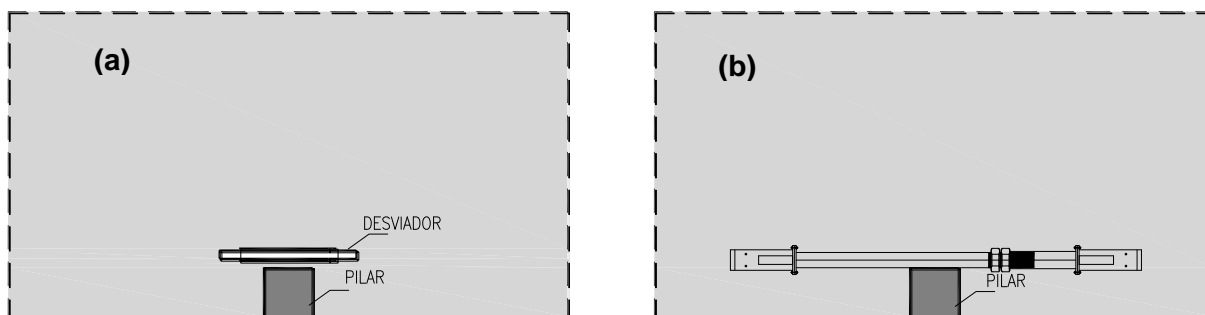


Figura 3.24 – Aplicação do sistema no caso de um pilar de bordo, (a) vista superior e (b) vista inferior.

Na Figura 3.25, representa-se esquematicamente o aspecto final do reforço com o sistema proposto.

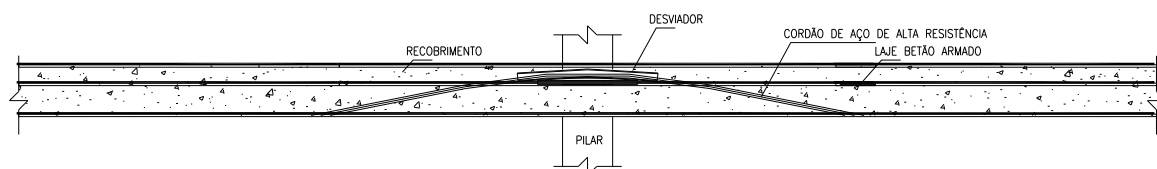


Figura 3.25 – Aspecto final do reforço.

3.5 COMENTÁRIOS FINAIS

O sistema de aplicação de pré-esforço tem como funções o tensionamento e a ancoragem provisória dos cordões de pré-esforço. Este sistema permite que durante a fase de aplicação de pré-esforço sejam apenas transmitidas para o elemento a reforçar as componentes verticais da força de pré-esforço, uma vez que a componente horizontal é equilibrada por compressão da escora. A componente horizontal da força só é transmitida para o elemento a reforçar no momento em que se transfere por aderência a força para o betão. Desta forma, após a execução do reforço, a aparência da face inferior da laje não fica alterada e na face superior junto ao pilar ficam os desviadores necessários para conferir a curvatura e a excentricidade desejadas. Os desviadores podem ficar embebidos na espessura da camada de betonilha de enchimento do pavimento, ficando assim protegidos de ações mecânicas e ambientais e sem consequências do ponto de vista estético.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS DE ADERÊNCIA

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se os ensaios realizados para a caracterização da ancoragem de cordões de pré-esforço efectuada por selagem com um agente de aderência em furos realizados em betão endurecido. Em relação aos modelos, será descrito o processo construtivo e as suas características geométricas e em relação aos materiais será efectuada e apresentada a sua caracterização (agentes de aderência, betão e aço de pré-esforço). No que diz respeito aos ensaios, serão apresentados o processo de execução, a instrumentação usada e serão discutidos os resultados. Finalmente será feita uma análise teórica do comportamento aderente e sua comparação com os resultados experimentais.

Como se verificou no capítulo anterior, o sistema proposto para reforço de lajes com pré-esforço depende em grande parte da capacidade aderente do agente de aderência escolhido. Assim, escolheram-se como base inicial para o estudo três agentes de aderência, sendo que dois têm por base resinas epoxídicas e um outro uma calda de cimento com um adjuvante.

Foram realizados ensaios de *pull-out* (também conhecidos por ensaios de arrancamento) e ensaios *push-in*. Adoptaram-se as designações em língua inglesa para estes ensaios, uma vez que estas são também aceites no meio técnico nacional. Estes ensaios tiveram como objectivo simular dois tipos de condições. Nos ensaios *pull-out* simula-se a situação em que o cordão, após estar instalado e selado, é solicitado à medida que a laje é carregada. Nos ensaios de *push-in*, simula-se a situação em que após o tensionamento do cordão, injeção e cura do agente de aderência, se liberta o pré-esforço das ancoragens provisórias e a força instalada no cordão é transmitida para o betão por aderência. Com base nos resultados destes ensaios, foi possível determinar qual a força máxima que pode ser transmitida por aderência na fase de transmissão da força do cordão para o betão e também prever qual a máxima força mobilizável nos cordões por arrancamento, para um determinado

comprimento de selagem. Além destes, foram também realizados ensaios de longa duração para estudar o comportamento a longo prazo deste tipo de ancoragem.

Complementarmente é feita uma análise teórica que permite estudar o comportamento aderente em causa, comprovada com base nos resultados experimentais.

Os três tipos de agentes de aderência usados foram:

- HILTI HIT-RE 500;
- SIKA ICOSIT KC 220/60;
- Calda de cimento com mistura de um adjuvante para caldas expansivas (Cimento Portland CEM I 42.5 R + SIKA Addiment EH1).

Todos os modelos em betão armado foram produzidos pela CONCREMAT, sendo posteriormente ensaiados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. A HILTI colaborou com o empréstimo de material de furação e cedência de material para limpeza de furos e com o agente de aderência HIT-RE 500. A SIKA cedeu o agente de aderência ICOSIT KC 220/60 e a VSL forneceu os cordões de aço de alta resistência. A SECIL forneceu o cimento Portland tipo CEM I 42.5 R, para a execução da calda de cimento.

Foi adoptado um código de identificação dos ensaios realizados composto pelo tipo de ensaio (PO para *pull-out*, PI para *push-in* e POPI para ensaio *pull-out* após *push-in*), agente de aderência usado (H para sistema HILTI, S para sistema SIKA e C para sistema calda de cimento) e o número do provete associado ao agente de aderência e a um determinado comprimento de selagem em mm. Por exemplo, o código PO-H1-200, corresponde ao ensaio de *pull-out* do primeiro provete usando o sistema HILTI associado a um comprimento de selagem de 200 mm.

Antes da apresentação dos resultados experimentais, interessa resumir os conceitos básicos relativamente ao comportamento por aderência de cordões de aço, no âmbito da sua utilização na pré-tensão em elementos de betão e no âmbito de cordões selados com caldas de cimento de uso comum na estabilização de maciços rochosos. Complementarmente faz-se uma compilação do conhecimento actual do comportamento de ancoragens seladas com agentes de aderência. A apresentação destes três assuntos tem a ver com o facto do tema a que se refere este trabalho estar de algum modo relacionado e

portanto, a sua exposição é útil para melhor compreensão do funcionamento do sistema de reforço proposto.

4.2 ADERÊNCIA DE CORDÕES DE AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA

4.2.1 Considerações gerais

Uma adequada ancoragem dos cordões de aço na técnica de reforço de lajes de betão armado proposta neste trabalho é vital para a integridade da mesma. Caso haja condições deficientes de ancoragem, a estrutura não terá capacidade de resistir os esforços de flexão e corte/punção para a qual está a ser intencionalmente reforçada, e todo o sistema torna-se ineficaz. Daí que para o correcto desenvolvimento desta técnica seja necessário proceder ao estudo do comportamento da aderência dos cordões de pré-esforço quando selados com um agente de aderência, apresentado nas secções 4.5 a 4.8.

Os cordões de aço de alta resistência têm sido bastante usados na indústria da prefabricação. Nesta indústria quando se fabricam elementos em betão pré-tensionado, um dos momentos cruciais para a sua boa execução é o do destensionamento dos cordões, uma vez que nesta altura a força instalada nos cordões é transmitida por aderência para o elemento em betão. Na Figura 4.1 está representada de forma esquemática, o procedimento de execução de elementos pré-esforçados por pré-tensão:

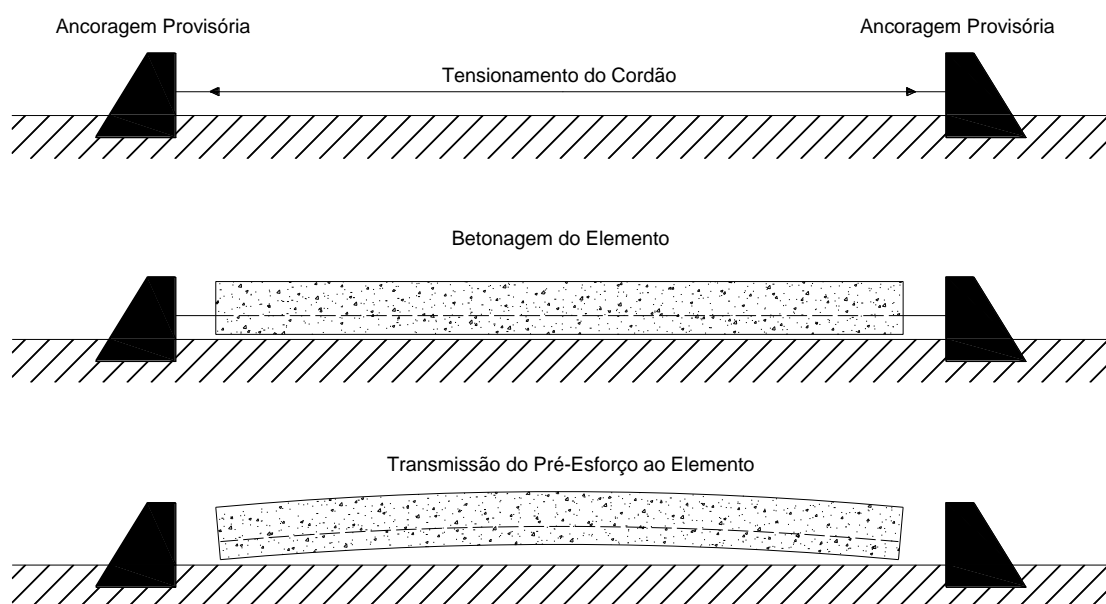


Figura 4.1– Sequência construtiva de elementos pré-tensionados.

As fases de execução são as seguintes:

- Esticar os cordões de aço de alta resistência, ancorando-os nas extremidades da mesa de pré-esforço;
- Betonagem do elemento (colocação e compactação do betão);
- Destensionamento dos cordões: nesta operação transmite-se a força existente nos cordões para o elemento de betão após o seu endurecimento e depois do betão ter adquirido uma resistência adequada.

Como se depreende, a transmissão da força de pré-esforço é feita por aderência entre os cordões e o betão envolvente, ao longo de um determinado comprimento. Gross e Burns [118] definiram aderência como sendo o mecanismo através do qual a tensão de um cordão é transferida para compressão no betão. Sem este mecanismo não é possível a transmissão de forças e os dois elementos (cordão e elemento de betão) não funcionam de uma forma conjunta.

4.2.2 Mecanismos de Aderência

Os vários mecanismos que potencialmente contribuem para a transmissão por aderência foram categorizados e descritos de várias formas e podem ser agrupados em três grupos:

- Adesão;
- Atrito;
- Acção mecânica.

Estes três grupos de mecanismos foram descritos por Janney [157], por Hanson e Kaar [125], por Russel e Burns [245], por Gross e Burns [118] e por Barns *et al.* [27]. No entanto, Russel e Burns [245] e Gross e Burns [118], não fizeram referência directa ao mecanismo de atrito, substituindo-o pelo efeito de Hoyer, que será descrito mais à frente. Em 1992, den Uijl num documento do CEB [65], atribui como mecanismos contribuintes para a aderência, a adesão e o atrito, referindo que quando o cordão se move ao longo do canal com forma helicoidal em betão as nervuras de betão não são danificadas e portanto o comportamento por aderência baseia-se fundamentalmente no atrito. Para que se desenvolva a aderência por atrito é necessário que surjam tensões de compressão radiais relacionadas fundamentalmente com a forma do cordão ao longo do seu comprimento e com as variações longitudinais de tensão, que envolvem deformações transversais do cordão e diferentes tensões de contacto entre os fios do cordão e o betão. Assim sendo, a componente de atrito

é melhorada de alguma maneira por ação mecânica, embora as nervuras de betão não sejam arrancadas, tal como no caso das armaduras nervuradas [65].

Todos os autores referidos anteriormente fizeram descrições dos grupos de mecanismos envolvidos. No entanto, de seguida descrevem-se os três mecanismos, com base em capítulos incluídos no *fib* Bulletin nº10 [107], na publicação SP 180 do ACI [85] e no CEB Bulletin d'Information nº212 [65], todos eles escritos por den Uijl, fazendo referência a outros investigadores quando oportuno.

4.2.2.1 Adesão

A adesão representa a componente elástica da aderência, referindo-se à deformação da camada de betão em torno do cordão. Consiste numa adesão física e química e de algum interbloqueamento entre as partículas de cimento e a superfície microscopicamente rugosa do cordão. A perda desta componente ocorre logo que haja um deslocamento relativo entre os dois elementos, sendo que a adesão desempenha um papel mínimo e é a primeira a ser mobilizada na aderência.

4.2.2.2 Atrito

Logo que se dá um deslocamento relativo entre os dois elementos (cordão e betão envolvente), manifesta-se o mecanismo de aderência por atrito, deixando de existir mecanismo de aderência por adesão. Este mecanismo é o que diferencia o comportamento de fios lisos e de cordões constituídos por vários fios, como se pode observar na Figura 4.2.

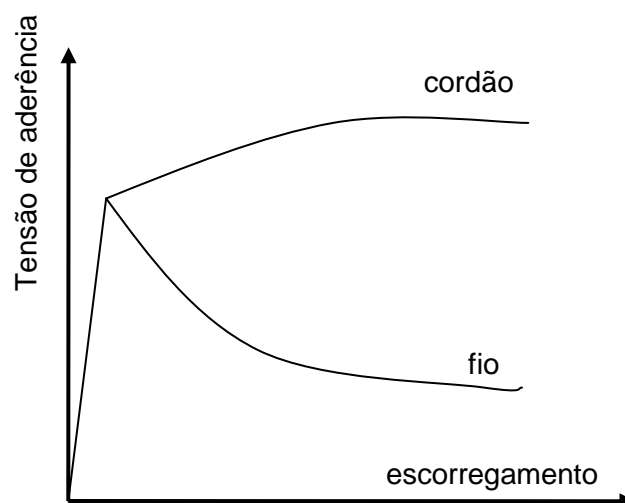


Figura 4.2– Comportamento típico em aderência de cordões e fios (adaptado de [107]).

Como se verifica nas Figura 4.2, a resistência por aderência de um cordão não diminui após um pequeno escorregamento, mantendo-se constante ou mesmo aumentando, ao contrário de um fio, em que aquela resistência diminui. De acordo com Bulletin nº10 da FIP, “Bond of Reinforcement in Concrete” [107], este comportamento favorável deve-se à acção benéfica da componente mecânica, existente apenas nos cordões, devido à forma da sua superfície exterior, tal como referido anteriormente.

Segundo den Uijl [65], para que surja a resistência por atrito é necessário o aparecimento de tensões de compressão radiais, que não são mais do que a resposta do betão envolvente ao cordão a diferentes acções deste último, que se descrevem de seguida:

1 - Efeito de Poisson: quando a força de pré-esforço é libertada e transmitida para o elemento de betão o diâmetro do cordão aumenta (devido à perda de força no mesmo), gerando compressões radiais, uma vez que o betão impede o seu aumento. Este efeito de Poisson é proporcional à alteração na tensão longitudinal do cordão. Este efeito é responsável pelo mau comportamento dos fios quando estes são solicitados, ou seja, quando se dá um aumento da tensão longitudinal nos mesmos. De uma forma geral, este fenómeno, é conhecido por efeito de Hoyer, quando se manifesta nas zonas extremas de elementos pré-esforçados, onde a tensão no cordão se anula (Figura 4.3).

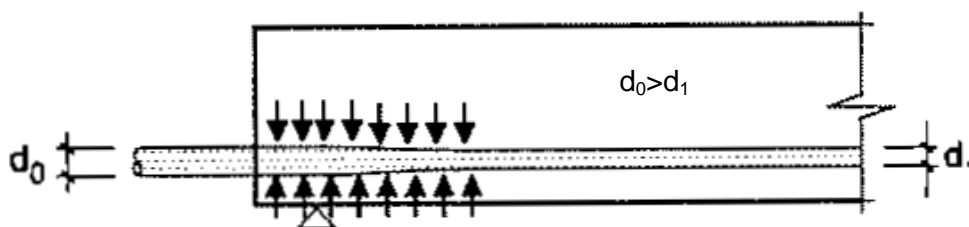


Figura 4.3– Efeito de Poisson (conhecido também por efeito de Hoyer) [180].

Este efeito é o que contribui para a ancoragem dos cordões nas extremidades, visto que é nesta zona que se dá a maior redução de tensões. À medida que se penetra na zona de transmissão, a redução de tensões vai diminuindo e a contribuição do efeito de Hoyer vai sendo reduzida. Russel e Burns [245] e Gross e Burns [118] não referem o mecanismo de atrito, mas sim o efeito de Hoyer, afirmando que o atrito é um componente e contribuinte para o efeito de Hoyer e para a acção mecânica. De acordo com estes autores, sem o atrito o efeito de Hoyer seria nulo e a acção mecânica seria muito reduzida.

2 - Existência de pequenas partículas de cimento que se encontram entre o cordão e o betão envolvente;

3 -Retracção do betão;

4 - Forças de Compressão Externas;

5 - Efeito de acunhamento devido à variação longitudinal da forma da secção (que não é perfeitamente circular), ou seja, o cordão desliza através de um canal no interior do betão cuja secção não é congruente com a do cordão ao longo do seu comprimento (chamado efeito de “lack-of-fit”);

6 - O traçado helicoidal dos fios exteriores do cordão, ou seja, o passo da hélice varia com as alterações de tensão longitudinal, contribuindo para um aumento das tensões de compressão de contacto (chamado “pitch effect”).

4.2.2.3 Acção Mecânica

A acção mecânica surge, principalmente, devido ao efeito que a forma da superfície exterior dos cordões provoca sobre as nervuras de betão que se formam durante a betonagem. Na Universidade de Illinois, Stocker e Sozen [259] ensaiaram vários cordões, para estudar o seu comportamento por aderência. Foram feitos ensaios de arrancamento em que alguns cordões estavam impedidos de rodar em torno do seu eixo e outros não, esperando que naqueles em que a rotação estava impedida se obtivessem forças de arrancamento superiores. No entanto, chegaram à conclusão que as diferenças entre os vários ensaios eram mínimas. De acordo com Russel e Burns [245] existe uma forte interacção entre a acção mecânica e a torção restringida do cordão, contradizendo Stocker e Sozen [259], afirmando que estes tinham usado um comprimento demasiado longo para os cordões ensaiados, e como a distância entre a entrada no betão e a zona onde se fixava o cordão era demasiado comprida, o impedimento à rotação não era eficaz. Russel e Burns [245] afirmam ainda que, no caso de um elemento, tal como uma viga, o comprimento livre de cordão limita-se à abertura de fenda, ao contrário dos ensaios preconizados por Stocker e Sozen [259]. Assim sendo, Russel e Burns [245], afirmam que este tipo de ensaios não é o adequado, visto não reproduzir as condições reais.

De acordo com Russel e Burns [245] e Gross e Burns [118], a acção mecânica só será eficaz caso se impeça a rotação do cordão em torno do seu eixo, caso contrário o cordão irá rodar ao longo dos elementos e não serão desenvolvidas forças resistentes.

4.2.3 Investigação

Têm sido desenvolvidos vários trabalhos de investigação com o objectivo de estudar o comportamento aderente dos cordões de pré-esforço no âmbito da sua utilização como pré-tensão, dos quais se destacam os de Hoyer e Friedrich [145], Janney [157], [158], Hanson e Kaar [125], Hanson [126], Kaar *et al.* [161], Kaar e Magura [162], Kaar e Hanson [160], Burnett e Anis [42], Burnett e Marefat [43], Cousins [72], Cousins *et al.* [73], [74], [75],[76],[77],[78],[79], Weerasekera [280], Abrishami e Mitchell [1],[3],[4],[5], Abrishami [2], Balázs [24],[26], den Uijl [85],[86],[87],[88], Tassi [266], Buckner [40],[41], Tabatai [261], Russel e Burns [245], Gross e Burns [118], Barnes *et al.* [27], Barnes *et al.* [28], Carmo [48] e Vargas [276]. Estes estudos não incluem o estudo de cordões selados com nenhum tipo de adesivo, mas sim, cordões envolvidos em betão. Além disso surgiu em 1992, o documento do CEB, Bulletin d'Information nº 212 [65] e em 2000 o Bulletin nº 10 da *fib* [107], já referidos anteriormente. Este último apresenta de uma forma resumida os resultados de vários trabalhos de investigação nesta área.

4.3 ADERÊNCIA DE CORDÕES POSTERIORMENTE SELADOS

4.3.1 Considerações gerais

O uso de cordões posteriormente selados é comum no caso da pós-tensão. Normalmente o produto usado para aquela selagem consiste numa calda de cimento com ou sem aditivos. O autor não tem conhecimento de casos em que se tenha substituído a calda de cimento por qualquer outro tipo de material. No entanto, Leonhardt [180], menciona que já foram usados materiais sintéticos com aquele objectivo.

4.3.2 Investigação

Em relação a trabalhos de investigação no âmbito da aderência de cordões de pré-esforço, selados com caldas de cimento, o autor destaca os trabalhos de Hyett *et al.* [146], Laldji [175], Laldji e Young [176], Goris [117] e de Walther e Soretz [279]. À excepção do último, todos estudaram a aderência de cordões de aço quando usados na estabilização de maciços rochosos, mas, no entanto, os seus resultados podem ser transferidos para

aplicação no sistema de reforço proposto neste trabalho. Foram desenvolvidos diversos trabalhos relacionados com ensaios de *pull-out* mas usando outros tipos de varões tais como armaduras ordinárias, varões Dywidag, Garford e Swellex, mas que não serão descritos neste trabalho por se encontrarem fora do âmbito do mesmo. De seguida, apresentam-se resumidamente os trabalhos mencionados, chamando a atenção para o facto de que a descrição do trabalho de Walther e Soretz [279] é feito com base no descrito por Leonhardt [180].

(1) Hyett et al.

Hyett et al. [146] realizaram ensaios de *pull-out* controlando as tensões de confinamento. Fizeram vários ensaios em que o cordão de 7 fios e com 15.2 mm de diâmetro nominal, estava selado com calda de cimento, com diferentes relações água/cimento (0.30, 0.40 e 0.50) e para cada uma destas relações ensaios com diferentes tensões de confinamento (valores entre 1 MPa e 15 MPa) para simular o confinamento conferido pelo maciço rochoso.

Relativamente ao efeito da tensão de confinamento concluíram que com o aumento desta dá-se também um aumento da resistência por aderência. A influência da relação água/cimento é também importante, tendo-se observado nos ensaios maiores resistências por aderência para relações água/cimento inferiores, sendo o seu efeito mais visível nas relações 0.30 e 0.40.

A título de exemplo obtiveram nos ensaios de *pull-out* com 250 mm de comprimento de selagem e com uma relação água/cimento de 0.40 uma carga máxima de cerca de 42 kN, com uma tensão de confinamento de 2 MPa. Este valor de força máxima corresponde a uma tensão uniformemente distribuída de cerca de 3.5 MPa.

(2) Laldji, Laldji e Young

Laldji [175] e Laldji e Young [176], conduziu uma série de ensaios de arrancamento (*pull-out*), com comprimentos de selagem dos cordões relativamente curtos, uma vez que o máximo comprimento de selagem ensaiado foi de 76.2 mm (Figura 4.4). Todos os ensaios mostraram um aumento na carga de arrancamento com um escorregamento desprezável até se atingir o limite de aderência por adesão, à medida que aumenta o comprimento de selagem.

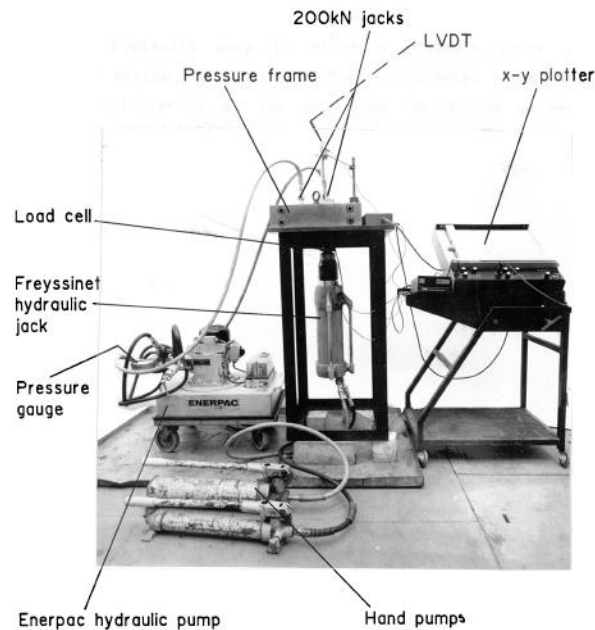


Figura 4.4– Ensaios de *pull-out* [175].

Após este ponto surge então escorregamento não desprezável, acompanhado ou não de um aumento de força dependendo das variáveis estudadas, nomeadamente, a tensão de confinamento e o tipo de cordão. Para o caso de não se aplicar pressão lateral obteve-se uma tensão máxima de aderência de 1.9 MPa, com um cordão embebido numa argamassa com 57 MPa de resistência à compressão. O efeito de pressão lateral biaxial, até um valor de 0.26 vezes a resistência à compressão é o de um aumento linear na tensão de aderência máxima em 0.26 ± 0.04 MPa por cada 1 MPa de aumento da pressão lateral, para um cordão normal.

(3) Goris

Goris [117] realizou uma campanha experimental em que estudou vários parâmetros que potencialmente influenciam o comportamento de cordões selados em maciços rochosos com calda de cimento, tais como o número de cordões selados num só furo, diferentes comprimentos de selagem e diferentes relações água/cimento (A/C). Concluiu o seguinte: a partir de ensaios de *pull-out* com um único cordão foi possível desenvolver uma tensão de aderência média de cerca de 4.6 MPa após 28 dias de cura, mantendo-se neste valor por elevados escorregamentos; a capacidade máxima da ancoragem aumenta linearmente com o aumento do comprimento de selagem para valores entre 20 cm e 80 cm; o uso de dois cordões num só furo promoveu um aumento de carga máxima superior ao dobro do uso de

um único cordão, com um aumento de rigidez no comportamento; o uso de caldas de cimento com relações A/C inferior promove um aumento da capacidade aderente.

(4) Walther e Soretz

Leonhardt [180] chama a atenção que a resistência por aderência de fios lisos de pré-esforço depende em grande parte da adesão promovida pela calda de cimento usada, e que esta pode ser baixa (inferior a 0.5 MPa). No caso de cordões surge uma aderência mecânica, mas uma vez que a calda de injeção apenas contém agregados finos, esta aderência é muito inferior à proporcionada por um betão normal. Walther e Soretz [279], após investigação sobre o efeito do teor de finos de betões normais na aderência, conclui que esta diminui abruptamente com o aumento do teor de finos, explicando que a resistência ao corte dos “dentes” de calda que se formam em torno do cordão depende fundamentalmente do interbloqueamento conferido pelos agregados e que no caso das caldas apenas existem finos. Conclui, então, que a resistência por aderência de cordões de pré-esforço selados com calda de cimento pode ser muito pequena quando comparada com as armaduras ordinárias envolvidas em betão normal, apesar das caldas apresentarem elevadas resistências à compressão. Para cordões selados em bainhas e injectados com uma calda de cimento com uma resistência à compressão de 42 MPa, obteve uma resistência por aderência de 2.9 MPa.

4.4 ANCORAGENS PÓS-INSTALADAS

4.4.1 Agentes de aderência - considerações gerais

A principal função fundamental do agente de aderência ou adesivo a usar na união do cordão à superfície do betão é garantir uma ligação capaz de promover um nível de resistência adequada e de garantir determinadas características reológicas, mecânicas e de durabilidade.

A maioria dos adesivos usados é do tipo não estrutural, como por exemplo alguns dos que se usam para a selagem ou preenchimento de fissuras, uma vez que não se lhes exige prioritariamente uma grande resistência mecânica, ao contrário do que se deve aplicar no sistema aqui apresentado. Neste sistema os adesivos usados devem ser do tipo estrutural, uma vez que devem garantir um bom comportamento mecânico tanto em serviço como em estado limite último, não descurando o aspecto da sua durabilidade. De acordo com Silva *et al.* [253], os adesivos estruturais devem ser capazes de resistir a cargas elevadas

sem grandes deformações, sendo que existem vários tipos de adesivos estruturais, tais como os epoxídicos, epoxídicos híbridos, fenólicos, fenólicos híbridos, poliuretanos, anaeróbicos, cianoacrilatos, acrílicos modificados, poliésteres, etc.. Mays e Hutchinson [190], descrevem vários dos adesivos para uso estrutural indicando, no entanto, que os adesivos especialmente formulados para uso estrutural na engenharia civil são os adesivos de base epoxídica e os de base poliéster não saturados. No entanto, os mais utilizados são os adesivos epoxídicos, uma vez que aderem bem a muitos substratos, têm uma excelente resistência à tracção e ao corte, têm uma excelente resistência ao óleo, à humidade, a solventes e podem ser modificados para atingir uma grande variedade de propriedades. De acordo com Souza e Ripper [256] são utilizadas para combater a corrosão das armaduras. Além disso têm uma baixa contracção na cura e uma elevada resistência à fluência. Não têm evaporação de voláteis de cura e são úteis em aplicações de preenchimento de espaços [253].

Os adesivos epoxídicos comerciais são fundamentalmente compostos por uma resina epoxídica e um endurecedor. Às formulações epoxídicas podem ser adicionadas cargas, solventes, plastificantes, diluentes, etc., para que se possam modificar as suas propriedades, tais como a viscosidade, tixotropia, características mecânicas, etc.. Desta forma, verifica-se que estes materiais são bastante versáteis, sendo que as suas propriedades podem variar bastante, de acordo com a utilização prevista dos mesmos. As formulações epoxídicas apresentam-se no mercado, geralmente, na forma bi-componente, embalados separadamente, sendo que uma embalagem contém a resina epoxídica e a outra o endurecedor, podendo estar um ou ambos misturados com cargas.

Após cura, o adesivo deve ter um módulo de elasticidade e coeficiente de expansão térmica similares aos dos substratos, ou ser capaz de acomodar as tensões de origem térmica [253]. Em relação à influência da temperatura no seu comportamento, deve-se assegurar um bom comportamento para temperaturas entre -20°C e 60°C. A partir de uma determinada temperatura, denominada de temperatura de transição vítrea (T_g), os polímeros modificam-se de substâncias relativamente rijas e elásticas, em substâncias viscosas, pelo que os adesivos estruturais devem ser usados abaixo daquela temperatura. Acima desta temperatura o coeficiente de expansão térmica de polímeros aumenta (embora já no caso de temperaturas ambientes possam apresentar valores elevados relativamente à maior parte dos substratos) e o módulo de elasticidade diminui, sendo que este problema pode ser minorado através da incorporação de cargas minerais, tais como a sílica ou a alumina.

Em relação ao efeito da humidade, pode-se afirmar que a água (que pode ser também vapor de água) pode penetrar num adesivo por difusão ou por capilaridade através de pequenas fissuras. Esta água pode alterar as propriedades do adesivo, nomeadamente a sua resistência e módulo de elasticidade, provocando uma diminuição das mesmas com o aumento da humidade.

O comportamento dos adesivos em situação de fluência é um aspecto relevante [253] e varia com o nível de tensão instalada, sendo que normalmente quanto maior é a tensão instalada maior será a fluência. A fluência também é influenciada pela temperatura, pelo que a temperatura a que está sujeita a ligação deverá ser bastante inferior à temperatura de transição vítrea, para que os efeitos da fluência sejam limitados [190].

Em relação ao comportamento em fadiga, Mays e Hutchinson [190] afirmam que será influenciado pela natureza visco-elástica do material e da sua resistência à propagação de fissuras. Para baixas frequências e elevadas temperaturas, os efeitos visco-elásticos predominarão de uma maneira semelhante ao experienciado com a fluência. Para elevada frequência e baixas temperaturas, as fissuras na camada adesiva ou na ligação adesivo-substrato controlarão o número de ciclos que podem ser aplicados antes da rotura.

Não menos importante, é a limpeza e rugosidade das superfícies dos substratos, visto que influenciam de uma forma importante a resistência final da junta. De acordo com Mays e Hutchinson [190], os requisitos básicos para se proporcionar uma boa adesão são os seguintes:

- O contacto íntimo entre o adesivo e o substrato;
- A ausência de camadas superficiais fracas ou a contaminação da interface.

Na secção seguinte far-se-á menção ao efeito da limpeza e rugosidade dos furos no comportamento de ancoragens.

Como já foi mencionado, no presente trabalho além de adesivos com base epoxídica, foi também usada uma calda de cimento com um produto anti-retrátil, usada vulgarmente na selagem de cordões de pré-esforço no interior de bainhas, uma vez que este produto tem a vantagem de ser mais económico que os adesivos epoxídicos e de apresentar uma maior rigidez.

Os adesivos poliméricos e caldas de cimento têm sido usados e estão experimentalmente comprovados no uso de ancoragens adesivas de varões roscados e varões de armaduras ordinárias. Uma vez que este trabalho incide no reforço de elementos de betão armado recorrendo a cordões de pré-esforço selados com agentes aderentes, é conveniente fazer-se um breve resumo do estado do conhecimento no que se refere ao comportamento de ligações adesivas com varões roscados e varões de armaduras ordinárias, uma vez que os únicos estudos que o autor tem conhecimento nesta área recorrendo a cordões de pré-esforço foram os descritos em 4.3.2.

4.4.2 Ancoragens

Os engenheiros de estruturas são muitas vezes desafiados a conceber ligações entre elementos metálicos e betão, o que originou a criação de vários tipos de ancoragens. No que diz respeito às ligações em betão armado, numa fase inicial, adoptaram-se técnicas de ligação usadas noutros tipos de construção, tal como placas de madeira deixadas na cofragem com ferrolhos, que depois do endurecimento do betão, serviam como ponto de ligação para tectos falsos. Só mais tarde se começaram a usar os varões, barras em canal e varões com cabeça, colocados antes da betonagem. Estas últimas são designadas de ligações betonadas *in situ*, sendo posteriormente rivalizadas pelas ligações pós-instaladas (colocadas após o endurecimento do betão), que surgiram com a evolução da tecnologia de furação. Destas últimas as mais conhecidas são as ancoragens plásticas, usadas para cargas pequenas. Para cargas mais elevadas, foram desenvolvidas ancoragens metálicas e ancoragens por aderência de diversos tipos (Figura 4.5).

Todos os sistemas de ancoragem transferem as cargas de uma peça estrutural para outra, mas o mecanismo em que se baseia essa transmissão de carga varia com o tipo de ancoragem. Os diferentes mecanismos usados para transferir a carga incluem o interbloqueamento mecânico, a adesão, o atrito, ou uma combinação destes.

Neste trabalho, e uma vez que se estudaram lajes reforçadas com pré-esforço com ancoragens por aderência, faz-se menção apenas ao caso de ancoragens pós-instaladas, nomeadamente as posteriormente seladas com um agente de aderência.

As ancoragens pós-instaladas são mais flexíveis em termos de planeamento de obra, projecto e reforço de estruturas do que as betonadas *in situ* e o seu uso é hoje em dia bastante comum. As ancoragens pós-instaladas são constituídas por elementos metálicos que são colocados num furo feito no betão endurecido e selado com um agente de

aderência ou então introduzidas no betão endurecido através de um impacto. Também a evolução da tecnologia de furação abriu novas oportunidades para o campo de aplicação das ancoragens pós-instaladas em furos. Existe uma variedade de ancoragens deste tipo, que incluem as usadas como elementos de suporte de elementos pré-fabricados, barras em canal, chapas metálicas com varões lisos com cabeça, as armaduras ordinárias com uniões roscadas e as ancoragens por aderência. Dado o âmbito deste trabalho, faz-se referência apenas às ancoragens por aderência, as quais são divididas em dois grandes grupos, as adesivas e as seladas com argamassas ou caldas (Figura 4.5).

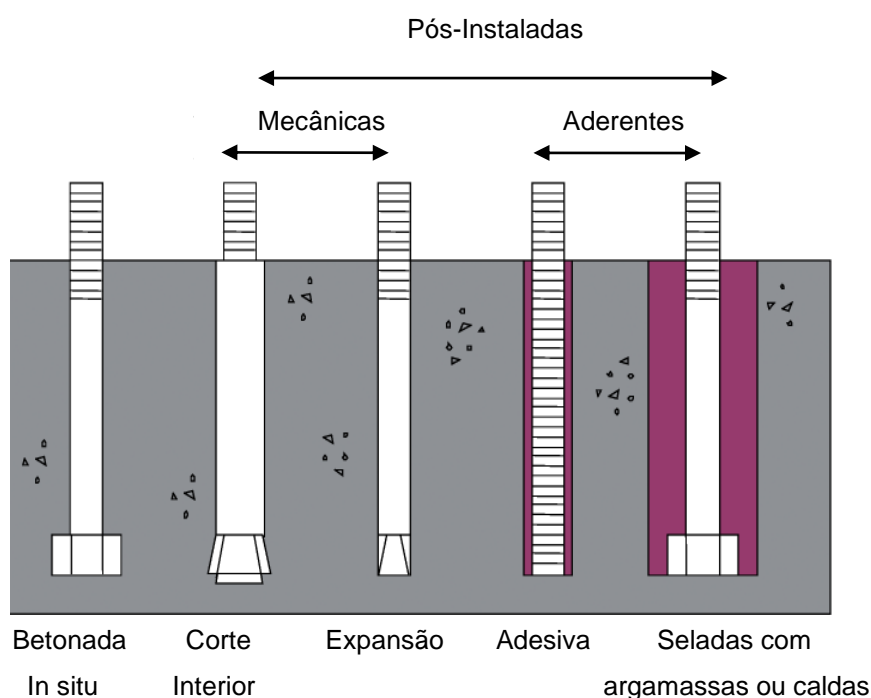


Figura 4.5 – Tipos de ancoragens, adaptado de [70].

4.4.2.1 Ancoragens Adesivas

Uma ancoragem adesiva consiste num elemento metálico (varão roscado ou armadura ordinária) sem nenhum tipo de cabeça na extremidade (Figura 4.5), inserido num furo feito em betão endurecido com um agente de aderência que actua como agente de ligação entre o betão e o aço. Para este tipo de ancoragem o diâmetro do furo não excede 1.5 vezes o diâmetro do elemento metálico (Cook *et al.* [70] e Eligehausen *et al.* [97]), sendo este o valor normalmente adoptado para definir a separação entre ancoragem adesiva e ancoragem selada com argamassas ou caldas (Zamora *et al.* [282]). Tipicamente o diâmetro do furo é cerca de 10% a 25% superior ao diâmetro do elemento metálico (Cook *et al.* [71], Zamora *et al.* [282]). Os agentes de aderência são fornecidos normalmente em cápsulas (Figura 4.6), em sistemas de injeção constituídos por duas câmaras (Figura 4.7), ou em sistemas

de dois componentes fornecidos separadamente sendo necessário recorrer à sua mistura manualmente ou com misturadoras mecânicas [70],[97]. Estes agentes de aderência (secção 4.4.1), são constituídos por materiais orgânicos (poliméricos), inorgânicos (cimentíceos) ou uma mistura de materiais orgânicos e inorgânicos (conhecidos por mistos ou híbridos) [70],[97] sendo que os mais usados são os orgânicos [282]. Este tipo de ancoragem é muitas vezes preferido em relação a outros tipos, devido ao rápido tempo de cura, o que as torna ideais para quando se pretende um trabalho rápido e devem ser instaladas em furos limpos e secos de forma a se atingir uma boa aderência possível.



Figura 4.6 – Cápsulas com material polimérico.

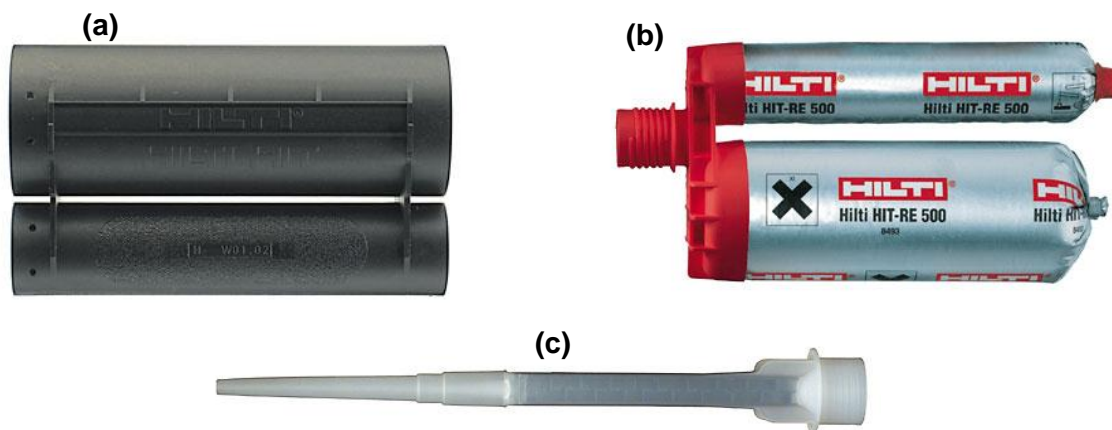


Figura 4.7 – Sistema de injeção com misturador (a) câmaras para introdução de bisnagas, (b) bisnagas com resina e endurecedor e (c), ponta com misturador.

Após experimentação verificou-se que este tipo de ancoragem pode apresentar os modos de rotura representados na Figura 4.8. Os modos de rotura mais comuns são aqueles que envolvem uma rotura por aderência e simultaneamente uma rotura do cone de betão à superfície. No entanto, é difícil afirmar qual das roturas por aderência se vai dar (na interface adesivo/elemento metálico ou interface adesivo/parede do furo ou uma rotura mista), devido à pequena diferença entre o diâmetro do furo e o diâmetro do elemento metálico normalmente adoptada. Ocorre frequentemente uma rotura de um cone de betão à superfície com uma profundidade de cerca de $2d_{em}$ a $3d_{em}$ (d_{em} =diâmetro do elemento metálico) (Eligehausen *et al.* [98]). Outro tipo de rotura é o que se dá quando o comprimento de selagem junto à superfície é pequeno, em que se dá uma rotura total pelo cone de betão

à superfície, sendo que este cone origina-se na base da ancoragem (Figura 4.8 (a)). Este caso acontece quando o comprimento de selagem é da ordem de $3d_{em}$ a $5d_{em}$ e a inclinação da superfície de ruptura toma uma inclinação de aproximadamente 35° em relação à superfície [98].

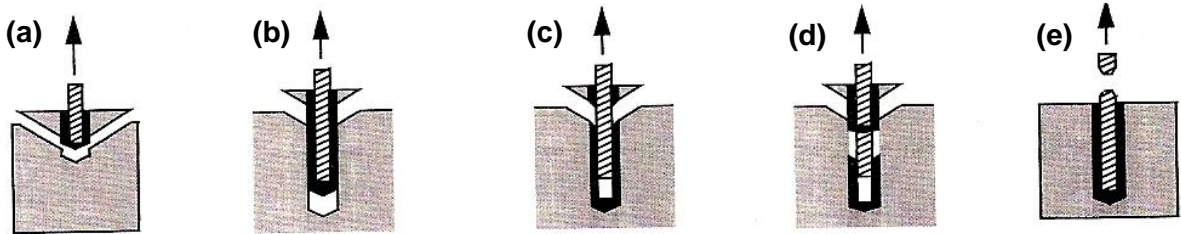


Figura 4.8 – Modos de rotura de ancoragens por aderência adesivas (a) rotura do cone de betão à superfície, (b) rotura por aderência na interface adesivo/betão, (c) rotura por aderência na interface elemento metálico/adesivo, (d) rotura mista e (e) rotura pelo elemento metálico [98].

Em relação ao seu dimensionamento, pode-se afirmar que as tensões de aderência não são distribuídas de uma forma perfeitamente uniforme ao longo da ancoragem mas, por simplicidade, assume-se uma distribuição uniforme [98]. De acordo com Cook *et al.* [71], e após a aplicação de diversos métodos de cálculo para ancoragens deste tipo (modelos de rotura de cone de betão à superfície, modelos de tensão de aderência elástica e uniforme, modelos de aderência desprezando a rotura de cone à superfície, modelos de rotura de cone de betão à superfície com modelos de aderência e modelos que usam duas superfícies de aderência nos modelos de aderência) e comparação com uma extensa base de dados, pode-se assumir uma distribuição uniforme (Exp. (4.1)) ao longo de todo o comprimento de selagem para uma determinada tensão de aderência, independentemente daquele comprimento, e independentemente do tipo de rotura (Figura 4.8 (a) a (d)), desde que se respeite o seguinte (Exps. (4.2) a (4.4)).

$$N_u = \tau \cdot \pi \cdot d_{em} \cdot h_{ef} \quad [71] \quad (4.1)$$

$$4.5 \leq h_{ef} / d_{em} \leq 25 \quad [71] \quad (4.2)$$

$$13 \leq f_{cm} \leq 68 \text{ (MPa)} \quad [71] \quad (4.3)$$

$$1250 \leq A_b \leq 60000 \text{ (mm}^2\text{)} \quad [71] \quad (4.4)$$

em que:

- τ representa a tensão de aderência média associada a cada produto (MPa);
- h_{ef} representa o comprimento de selagem;
- d_{em} representa o diâmetro do elemento metálico;
- f_{cm} representa o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cilindros (150x300 mm²);
- A_b representa a área de aderência (com base no diâmetro do elemento metálico e no comprimento de selagem; $A_b = \pi \cdot d_{em} \cdot h_{ef}$).

Neste estudo foram avaliados resultados de 888 ensaios de diversos tipos, em que se usaram diferentes tipos de sistemas (cápsulas ou injeção) e vários tipos de agentes de aderência (orgânicos, inorgânicos e mistos), onde foram usados varões roscados e armaduras ordinárias, em furos secos e limpos. Nos estudos não se estudaram casos em que a relação h_{ef}/d_{em} fosse superior a 18. Complementarmente, Krishnamurty [167], mostrou que para uma relação h_{ef}/d_{em} de 22.4 ocorre uma redistribuição total das tensões de aderência ao longo de todo o comprimento de selagem, ou seja, uma distribuição uniforme das tensões, ao contrário do que acontece para uma relação h_{ef}/d_{em} de 32.0. Desta forma Krishnamurty [167] propões que o valor limite para a consideração de uma tensão uniformemente distribuída ao longo do comprimento de selagem seja de h_{ef}/d_{em} de 25.0 em vez de 18, que foi aceite por Cook *et al.* [71].

O uso do modelo de tensão uniforme requer que se avalie que diâmetro deve ser usado nos cálculos, se o diâmetro do elemento metálico se o diâmetro do furo. De acordo com Cook *et al.* [71] pode ser usado o diâmetro do elemento metálico, até por razões de facilidade de aplicação prática do método. Cook *et al.* [71] investigaram sistemas em que a relação entre o diâmetro do furo (d_0) e o diâmetro do elemento metálico (d_{em}), estava entre 1.1 e 1.3 e em alguns casos 1.8, tendo verificado que o cálculo da tensão de aderência usando o diâmetro do elemento metálico é mais apropriado, além de que se torna mais conveniente em termos de cálculo, uma vez que não é necessário que os fabricantes dos agentes de aderência tenham considerações em relação ao diâmetro do furo. Na Figura 4.9, apresenta-se a relação entre os resultados obtidos nos ensaios e os resultados obtidos usando o método da tensão uniforme, com o diâmetro do elemento metálico e o diâmetro do furo, e verifica-se claramente que o cálculo da tensão de aderência usando o diâmetro do elemento metálico é mais apropriado, além de que se torna mais conveniente em termos de

cálculo, uma vez que não é necessário que os fabricantes dos agentes de aderência tenham considerações em relação ao diâmetro do furo [71].

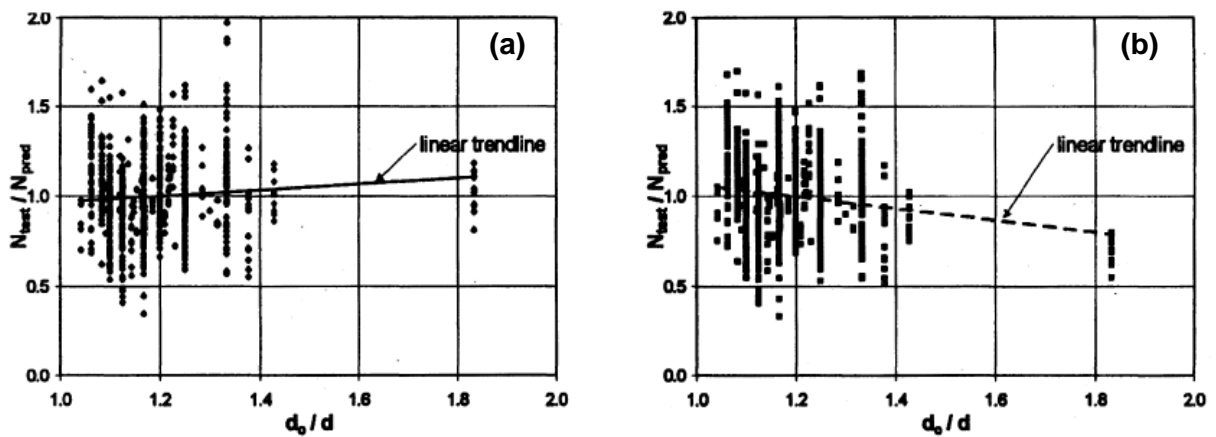


Figura 4.9 – Comparação do modelo de tensão uniforme usando (a) o diâmetro do elemento metálico e (b) usando o diâmetro do furo [71].

Na Figura 4.10, pode-se observar os coeficientes de variação para vários conjuntos de dados quando é usado d_0 (diâmetro do furo) e d_{em} (diâmetro do elemento metálico). Verificou-se que para todos os conjuntos aquele valor situou-se em 0.218 quando é usado d e 0.220 quando usado d_0 .

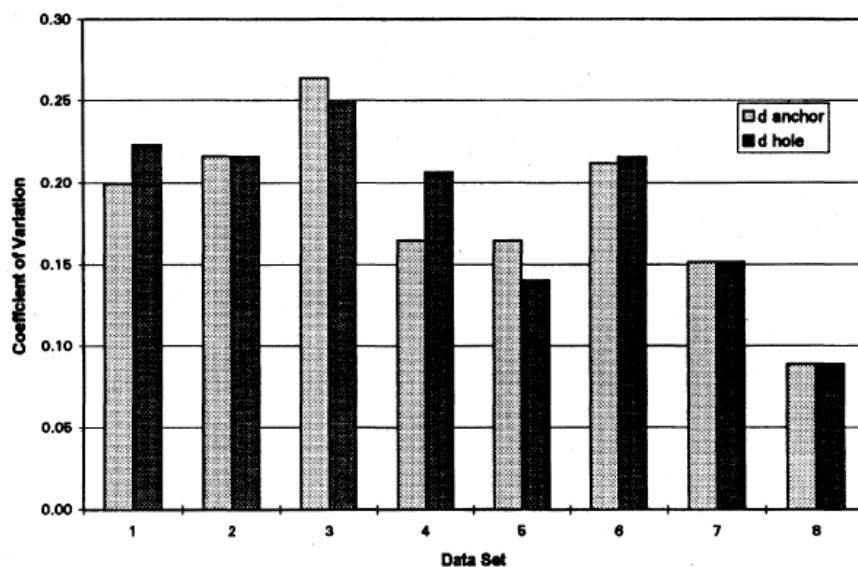


Figura 4.10 – Coeficientes de variação para o modelo de tensão uniforme usando diâmetro do elemento metálico e diâmetro do furo [71].

Krishnamurthy [167] desenvolveu um programa de elementos finitos não lineares para estudar o comportamento de ancoragens adesivas sob carga axial de tracção. Comparou os

resultados obtidos numericamente com resultados experimentais em que foram ensaiados varões com vários comprimentos de selagem (76 mm, 102 mm, 127 mm e 152 mm) com um único agente de aderência e com um varão de diâmetro 16 mm. As principais conclusões foram as seguintes:

- As roturas do cone de betão e da aderência entre o betão e o agente de aderência dão-se simultaneamente;
- A resistência do betão não influencia significativamente a carga última da ancoragem;
- O aumento da espessura da camada de adesivo aumentou a capacidade última da ancoragem em apenas 5 a 10% para um determinado diâmetro e comprimento de selagem (Figura 4.11).

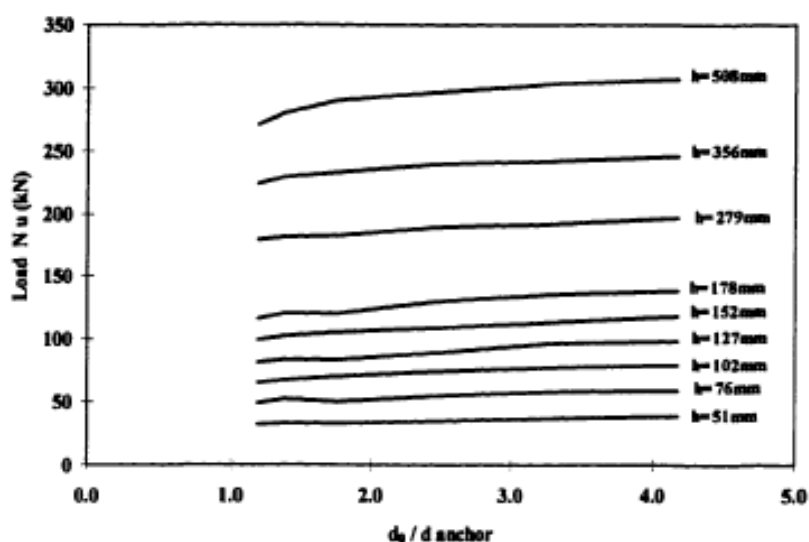


Figura 4.11 – Relação entre a carga última e a espessura de agente de aderência para diferentes comprimentos de selagem para um varão com 16 mm de diâmetro [167].

McVay *et al.* [192], mostrou que o modelo elástico de tensões de aderência é válido para cargas baixas enquanto o modelo de tensões uniformes é válido para a rotura. Verificou também que a adopção de um modelo de tensão uniforme é válido para ancoragens adesivas que exibam uma rotura do cone de betão à superfície (Figura 4.8 (a)), assim como os modos de rotura mais comuns em que se dá uma rotura por aderência com rotura de cone de betão à superfície (Figura 4.8 (b) a (d)).

De acordo com Cook *et al.* [67], a resistência por aderência é altamente dependente do produto utilizado e os valores de um determinado produto não podem ser assumidos para

aplicação noutros. Adicionalmente Cook *et al.* [71] afirmam que a resistência por aderência para a maioria dos produtos não varia significativamente com o diâmetro do elemento metálico, sendo que existem excepções, nas quais se verifica uma diminuição da resistência por aderência para determinados diâmetros dos elementos metálicos.

Existem vários factores que podem influenciar o comportamento de uma ancoragem deste tipo, dos quais se destacam a resistência do betão, a limpeza do furo, a humidade do furo, o sistema de furação, temperaturas elevadas, fluência, efeito da fendilhação do betão, e a fadiga, sendo que a influência de cada um deles deve ser estudada para cada produto individualmente. De seguida faz-se uma breve descrição de alguns resultados de trabalhos de investigação relativamente à influência daqueles factores:

(1) Resistência do betão

Em relação ao efeito da resistência do betão no comportamento destas ancoragens, uma maior resistência poderá levar a uma melhoria no comportamento aderente, mas só se a rotura se der pela interface agente de aderência/parede do furo. No entanto, para a maior parte dos produtos esta influência é mínima visto que as paredes do furo tornam-se menos rugosas à medida que a resistência do betão aumenta. Outro aspecto importante é que quanto maior for a resistência do betão, maior será a probabilidade de haver uma rotura na interface elemento metálico/agente de aderência. O efeito da resistência do betão também varia conforme o produto usado [98]. Cook *et al.* [71] afirmam que a influência da resistência do betão pode ser mínima ou pode provocar uma melhoria no comportamento aderente na proporção f_c^α , em que $\alpha \leq 0.5$. Cook e Konz [69] verificaram uma influência do tipo de agregado na resistência por aderência, afirmando que aparentemente a resistência por aderência é inversamente proporcional à porosidade do agregado.

(2) Limpeza do furo

Uma limpeza inadequada dos furos permite a retenção de poeiras nas paredes dos mesmos. A diminuição de resistência em furos não limpos é usualmente inferior a 20% em sistemas de cápsulas e entre 20% e 50% no caso de sistemas de injeção em que o agente de aderência é misturado na ponta misturadora. É importante que a limpeza do furo em sistemas de injeção se faça usando uma escova rija e subsequentemente sejam sopradas ou aspiradas as poeiras que ficam retidas na parede do furo. Geralmente o uso de ar comprimido isoladamente não é suficiente para que a limpeza seja correctamente efectuada [98]. Cook e Konz [69], verificaram uma redução da resistência por aderência em média de

29%, com um coeficiente de variação de 20%, em ancoragens instaladas em furos não limpos.

(3) Humidade do furo e furos submersos

A instalação de ancoragens em betão molhado (betão saturado de água e não submerso) pode levar a uma redução da capacidade resistente das mesmas [98]. Cada sistema deverá ser avaliado individualmente, uma vez que as resistências por aderência de ancoragens instaladas em furos molhados ou mesmo submersos podem variar consideravelmente. Cook e Konz [69], verificaram uma diminuição da resistência por aderência em ancoragens instaladas em furos húmidos e submersos quando comparados com furos secos. Para os furos húmidos, a tensão de aderência média atingida foi de 77% da registada para os furos secos, com um coeficiente de variação médio de 23%, enquanto que para os furos submersos, aquelas relações foram de 43% e 27%, respectivamente, tendo em conta que se estudaram diferentes agentes de aderência.

(4) Sistema de furação

O sistema de furação usado pode ter influência no comportamento por aderência dependendo do agente de aderência, tendo-se registado em ensaios uma diminuição considerável da resistência por aderência no caso de se usar uma furação por caroteadora em relação a uma furação com um perfurador electro-pneumático [98]. No entanto o efeito do sistema de furação no comportamento aderente deverá ser estudado para cada produto específico.

(5) Temperatura elevada e fluência

A resistência de ancoragens diminui à medida que a temperatura aumenta [98]. A relação entre a temperatura do betão e a resistência por aderência é altamente dependente do produto escolhido. Quando se usam adesivos epoxídicos, este efeito é especialmente importante, devendo-se notar, no entanto, que a formulação da mesma pode dar origem a resultados muito diferentes [98]. Devido às variações visco-elásticas as resinas sintéticas podem apresentar resistências diferentes a curto e a longo prazo. Na Universidade de Stuttgart foram ensaiadas ancoragens sujeitas a carregamentos constantes de 40% da resistência média a curto prazo, durante 5000 horas, não havendo rotura. No caso de não haver rotura devido ao carregamento constante, a resistência por aderência residual não é influenciada pelas cargas precedentes [98].

(6) Efeito da fendilhação do betão

Caso surjam fissuras paralelas ao elemento metálico a ancorar, a resistência por aderência poderá diminuir consideravelmente. O comportamento das ancoragens quando instaladas em betão fendilhado torna-se menos rígido, uma vez que dá-se a perda do contacto entre o agente de aderência e o betão, e o varão é extraído juntamente com o agente de aderência do furo. Este comportamento está associado a uma grande variabilidade de resultados, visto depender do estado da superfície do furo. Verificou-se que a não limpeza do furo tende a ser mais prejudicial no caso de betão fendilhado que em betão não fendilhado [98]. A capacidade das ancoragens localizadas junto a fissuras com uma abertura de 0.3 a 0.4 mm, é cerca de 25% a 80% do valor obtido em betão não fendilhado, ou seja, o seu valor médio é de cerca de 50% [98]. Isto pode ser explicado pelo facto de a fissura contornar a ancoragem na interface betão/agente de aderência num dos lados (Figura 4.12).

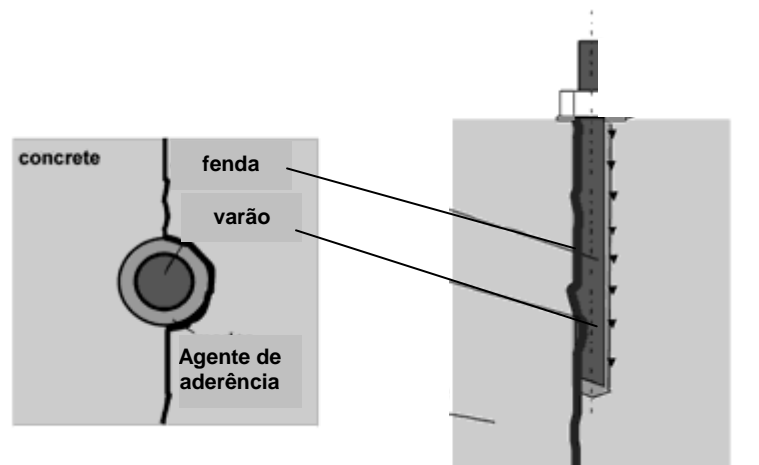


Figura 4.12 – Fissuração do betão junto a uma ancoragem [98].

Caso a fissura percorra todo o comprimento de embebedimento da ancoragem a capacidade aderente reduz-se para metade. Este tipo de ancoragens não é aconselhável quando se trate de betão fendilhado, tendo sido desenvolvido um novo tipo de ancoragens, especialmente aconselhadas para este caso, denominado de ancoragem adesiva expansiva. A sua superfície exterior apresenta múltiplos cones, e quando estas são solicitadas por tracção, os cones deslocam-se relativamente ao agente de aderência, provocando neste uma expansão (Figura 4.13).



Figura 4.13 –Ancoragens adesivas expansivas em betão fendilhado [98].

Esta acção causa forças expansivas, gerando forças friccionais capazes de transferir a carga sem tirar partido da adesão na interface adesivo-betão. A capacidade das ancoragens adesivas expansivas localizadas junto a fissuras com uma abertura de cerca de 0.3 mm é aproximadamente 70% do valor obtido em betão não fendilhado [98].

(7) Efeito da fadiga

Em relação à fadiga, pouca investigação foi feita. Kunz [168], chegou à conclusão que as ancoragens adesivas sujeitas a acções repetidas apresentam um comportamento semelhante ao das armaduras ordinárias. Concluiu que para 2×10^6 ciclos a resistência à fadiga por aderência é aproximadamente 60 % da resistência a curto prazo. No que diz respeito a ancoragens em betão fendilhado não existem estudos que possam ajudar a perceber melhor o seu comportamento, no entanto, de acordo com Eligehausen *et al.* [98], se a carga máxima permanecer abaixo de 60% da carga de rotura, o comportamento não deverá diferir muito do comportamento em betão não fendilhado.

(8) Durabilidade

No caso de ancoragens instaladas em meio ambiente exterior, estas estão sujeitas a variações de humidade, flutuações de temperatura, a ciclos de gelo-degelo e a substâncias agressivas. Algumas ancoragens [98] foram sujeitas a ambientes exteriores não protegidos, outras estavam permanentemente submersas em água, outras em zonas de rebentação das

ondas do mar e outras em túneis. De acordo com os resultados obtidos, a resistência por aderência diminuiu, em média, aproximadamente 60% e em alguns casos isolados cerca de 30%.

No que diz respeito a ancoragens em betão fendilhado, o descrito anteriormente é aplicável. No entanto, de acordo com [98] é altamente provável que a resistência por aderência em betão fendilhado seja mais afectada por factores ambientais do que no caso de betão não fendilhado, devido ao maior acesso de agentes agressivos promovido pelas fissuras.

4.4.2.2 Ancoragens seladas com argamassas

Este tipo de ancoragens apresenta uma relação diâmetro de furo/diâmetro do elemento metálico superior a 50%, sendo que na maior parte dos casos é aproximadamente o dobro do diâmetro daquele [70], [97] e pode ou não apresentar uma cabeça de ancoragem na extremidade (Figuras 4.14 e 4.15).

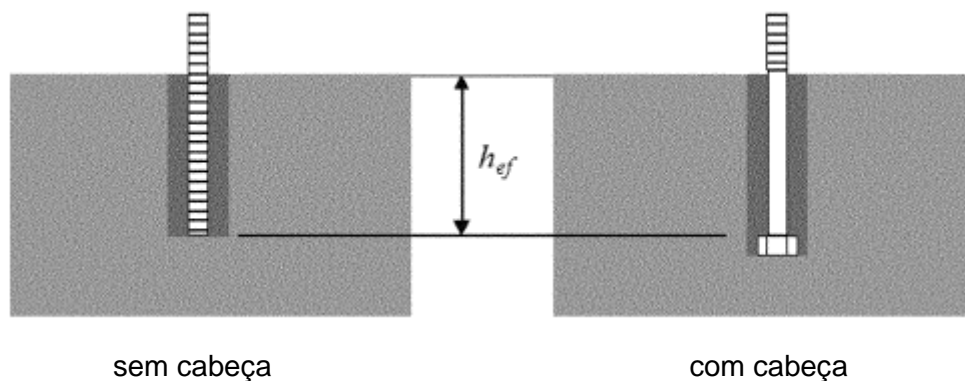


Figura 4.14 – Ancoragens aderentes seladas com argamassas [282].

As argamassas usadas podem ser de origem orgânica (polimérica), inorgânica (cimentíceas) ou uma mistura das duas [70], [97]. As argamassas poliméricas são constituídas por uma resina, um endurecedor e por agregados finos, que de acordo com Zamora *et al.* [282] não se encontram no caso dos agentes de aderência usados nas ancoragens adesivas. Estas argamassas são normalmente aplicadas em furos secos de forma a se obter a máxima eficácia em termos de capacidade aderente. Podem ser submetidas a carregamentos horas após a instalação [282].

As argamassas cimentíceas são constituídas por cimento, água e areia. Quando usado este tipo de material, os furos devem estar limpos e húmidos de forma a prevenir perda de água da argamassa para o betão, que iria degradar as características da mesma, nomeadamente a aderência. Assim, os furos deverão ser previamente saturados com água aproximadamente 12 a 24 horas antes da instalação. A água é depois retirada para instalação da ancoragem. Tal como referido anteriormente, este tipo de ancoragem pode ser instalado com ou sem cabeça, influenciando o mecanismo de transmissão de carga. As ancoragens sem cabeça têm um comportamento semelhante ao das ancoragens adesivas apresentando uma rotura por aderência na interface argamassa/betão ou elemento metálico/argamassa (Figura 4.15).

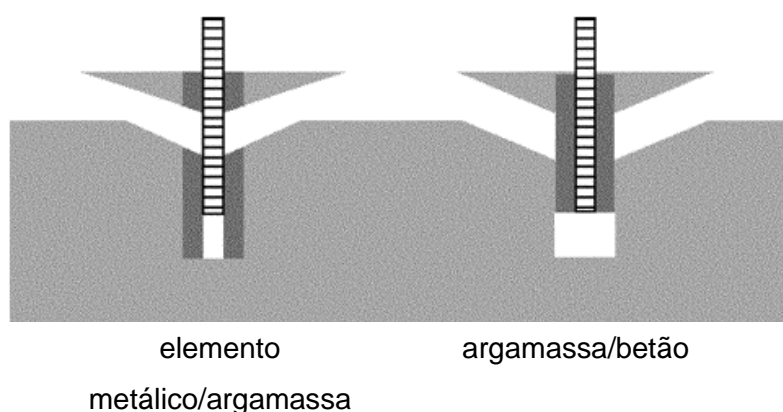


Figura 4.15 – Modos de rotura prováveis para ancoragens aderentes seladas com argamassas sem cabeça [282].

No caso de ancoragens com cabeça, os modos de rotura possíveis são o de uma rotura por aderência na interface betão/argamassa ou de a formação de um cone de betão (Figura 4.16).

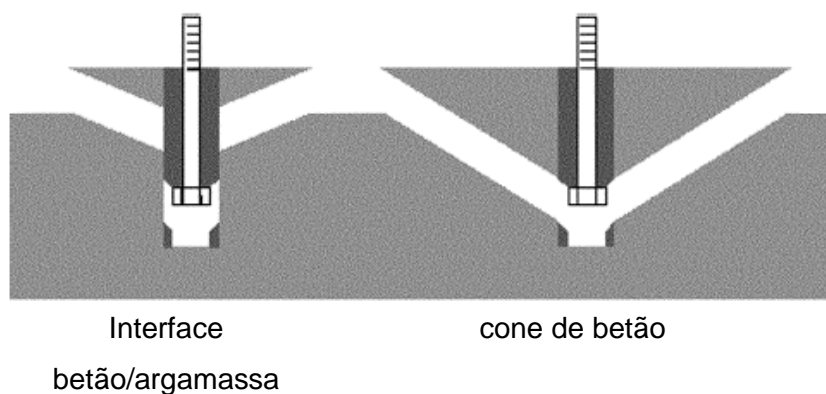


Figura 4.16 – Modos de rotura prováveis para ancoragens aderentes seladas com argamassas com cabeça [282].

Zamora *et al.* [282] afirmam que no caso de ancoragens sem cabeça, o modelo de tensão uniforme pode ser aplicado, tal como no caso de ancoragens adesivas. É necessário determinar a tensão de aderência tanto na interface betão/argamassa como na interface elemento metálico/argamassa, aplicando a Exp. (4.1), com as devidas adaptações, tal como se representa na Figura 4.17.

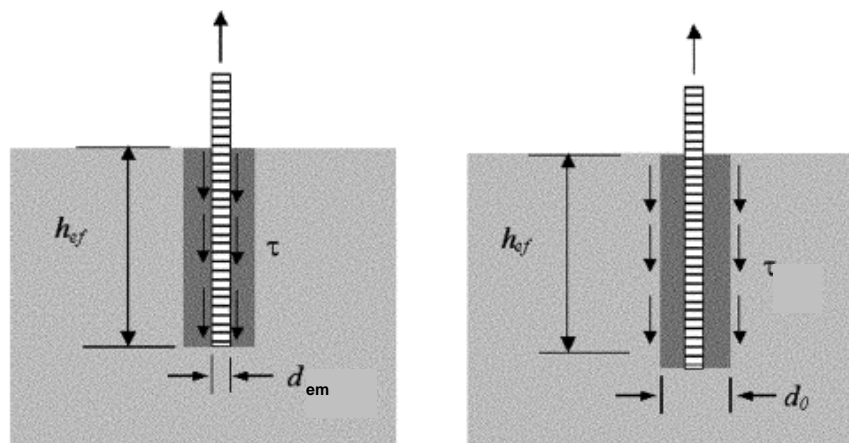


Figura 4.17 – Aplicação do modelo de tensão de aderência uniforme no caso de argamassas sem cabeça [282].

Já no caso das ancoragens com cabeça a resistência deverá ser obtida através do mínimo entre o valor obtido aplicando o modelo de tensão uniforme na interface argamassa/betão e o da resistência do betão através da formação de um cone de betão (Exp. (4.5)).

$$N_b = 16.7 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad [282] \quad (4.5)$$

Recentemente, Reguengo [242] realizou uma campanha de ensaios de arrancamento monotónicos e cíclicos de varões selados com “grout” aplicando diferentes soluções de negativos para ligação dos mesmos. As diversas soluções consistiam em varões selados com “grout” em furo aberto no betão endurecido com carotadora, varões simplesmente embebidos, ou seja, embebidos no betão original, varões selados num negativo deixado durante a betonagem, usando para tal bainhas de cabos de pré-esforço e tubos em aço. Em alguns casos aquelas bainhas eram cintados com uma armadura helicoidal. Os ensaios cíclicos foram realizados em varões selados com “grout” em alguns furos abertos no betão endurecido com carotadora.

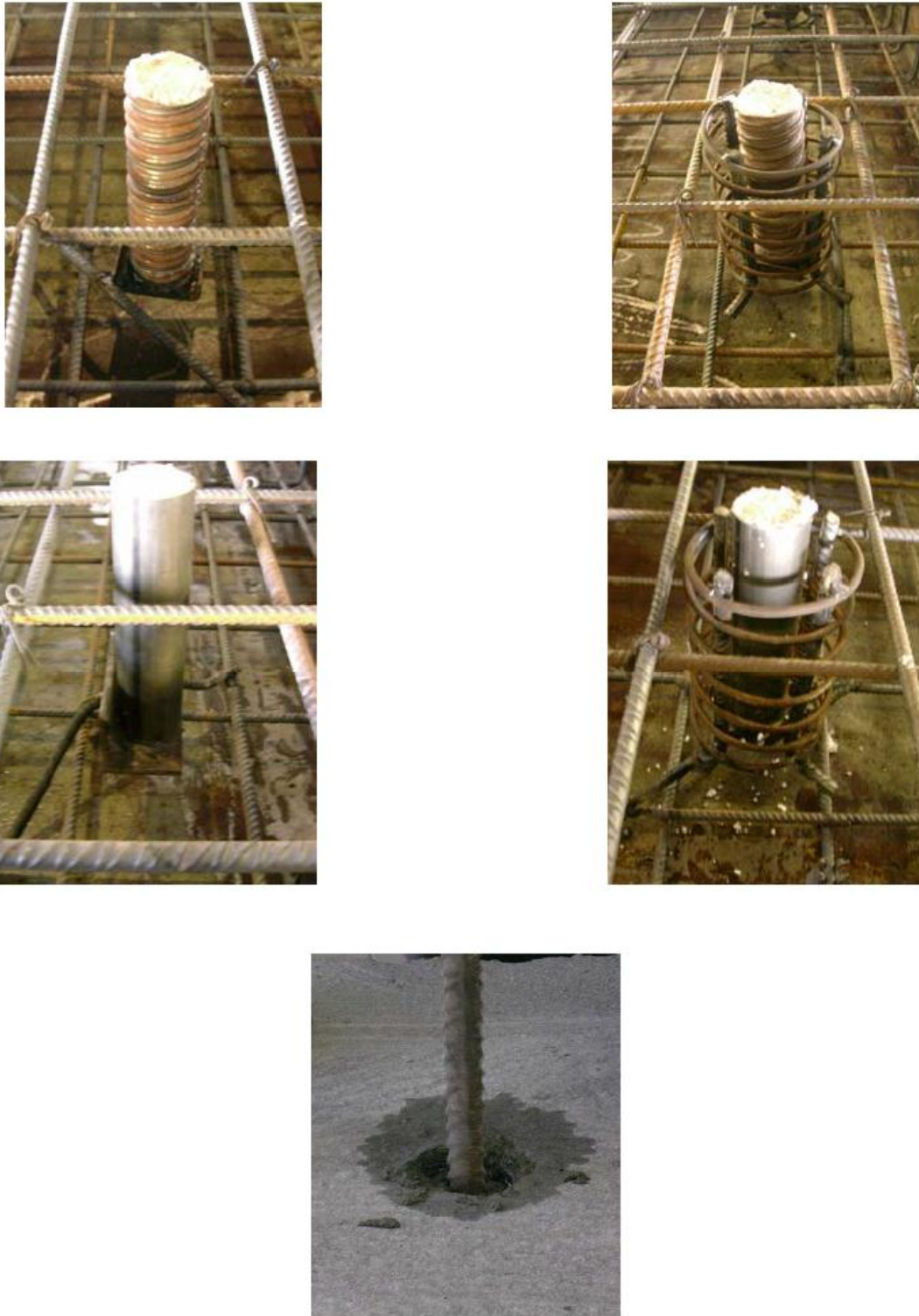


Figura 4.18 – Alguns dos provetes a ensaiar [242].

Neste estudo constatou-se que é desaconselhável a utilização de bainhas lisas embebidas em betão, e que a melhor solução de ligação foi aquela em que se utilizaram bainhas de pré-esforço cintadas tendo-se constatado que a cintagem melhorou a ligação.

Verificou-se também que a utilização de varões de aço selados à posteriori através de um furo, executado com carotadora, apresentam um bom desempenho do ponto de vista da resistência à tracção. Verificou-se através dos resultados dos ensaios cíclicos neste tipo de ligação que existe uma degradação da aderência entre o aço e o “grout”, diminuindo ligeiramente a ductilidade da ligação, podendo, no entanto, considerar-se que teve um desempenho muito bom.

4.5 ENSAIOS DE *PULL-OUT*

4.5.1 Descrição dos modelos

Os modelos de ensaio consistem em blocos de betão armado nos quais é feito um furo para posteriormente ser selado um cordão de aço de alta resistência. A armadura colocada junto às faces ($\# \phi 8/0.15$) teve por objectivo evitar fendilhação do bloco durante o seu manuseamento, não influenciando o comportamento das ancoragens dos cordões. Os cordões de aço têm 15.2 mm (0.6”) de diâmetro (d_c) e foram posicionados afastados das faces dos blocos por forma a não influenciar os resultados. Na Figura 4.19, está representada a geometria dos modelos usados e do ensaio enquanto na Figura 4.20 se apresenta uma vista geral de um ensaio.

O cordão foi introduzido no furo, atravessando a viga metálica, o macaco hidráulico e a célula de carga, e foi fixado por intermédio de um sistema de ancoragem composto por cilindro e cunhas no topo.

Os blocos de betão tinham de dimensões 800x600x600 mm³. No topo do bloco foram colocados dois perfis RHS 150x150x10 mm³ que serviram de apoio a uma viga constituída por dois perfis UNP 200 ligados entre si por intermédio de chapas. Em cima desta viga foi colocada uma placa com 100x100x20 mm³, sobre a qual apoiava um macaco hidráulico (ENERPAC RRH307) de 300 kN de capacidade máxima. Por cima deste foi colocada uma célula de carga para medição de forças. Para aplicação da força de tracção usou-se uma unidade de controlo de pressão hidráulica (ENERPAC CDT 6343).

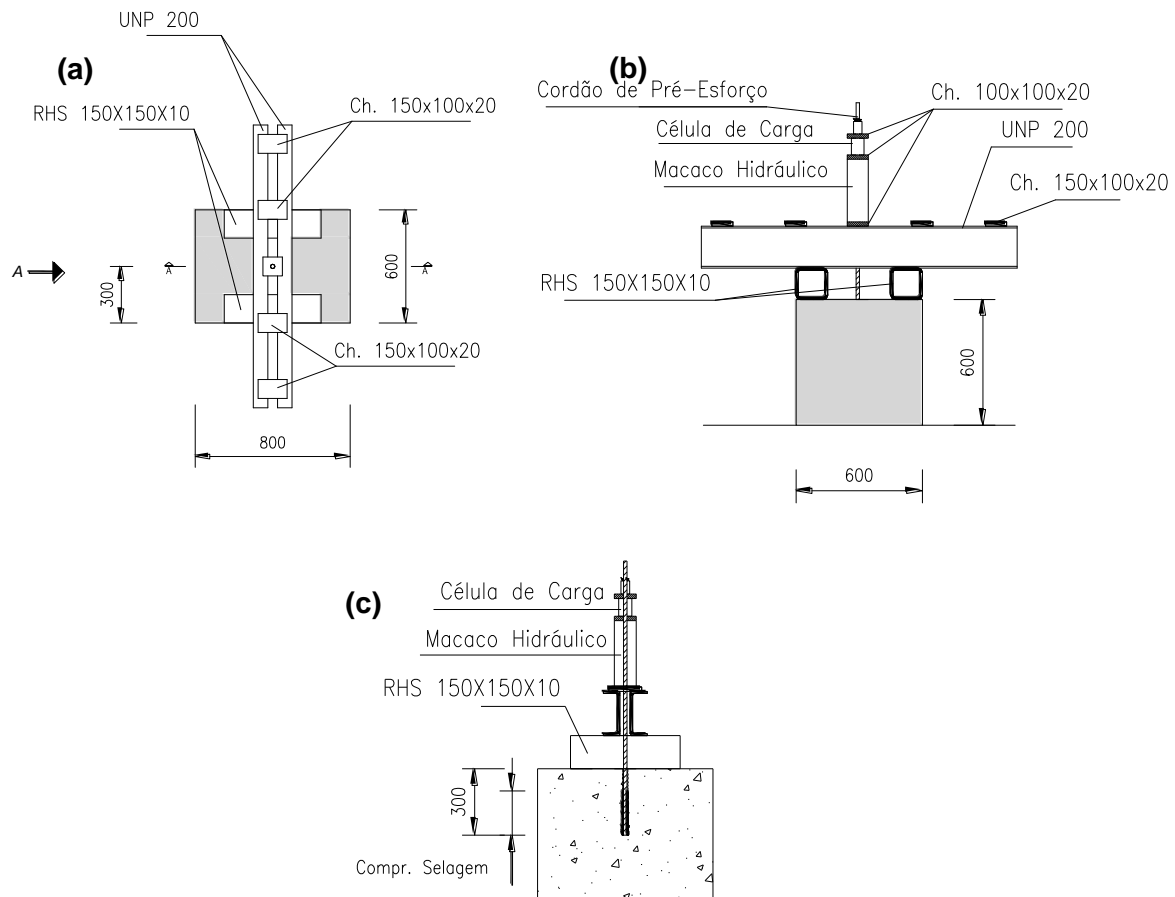


Figura 4.19 – Geometria dos modelos de *pull-out*, (a) planta, (b) vista por A e (c) corte A-A. (desenhos sem escala e com dimensões em mm)



Figura 4.20 – Vista geral de um ensaio.

Como se pode observar na Figura 4.21, na zona central dos blocos foi efectuado um furo com 18 mm ou 25 mm de diâmetro, conforme se trate de um agente de aderência baseado em resina epoxídica ou em calda de cimento, respectivamente. A escolha de um diâmetro de furo superior para cordões selados com calda de cimento, prende-se com a granulometria da calda de cimento, uma vez que a calda tem que ser capaz de envolver o cordão. Os furos foram feitos usando brocas para betão com ponta de tungsténio modelo TE-YX da HILTI e o perfurador era do tipo electro-pneumático modelo TE-50 da HILTI.

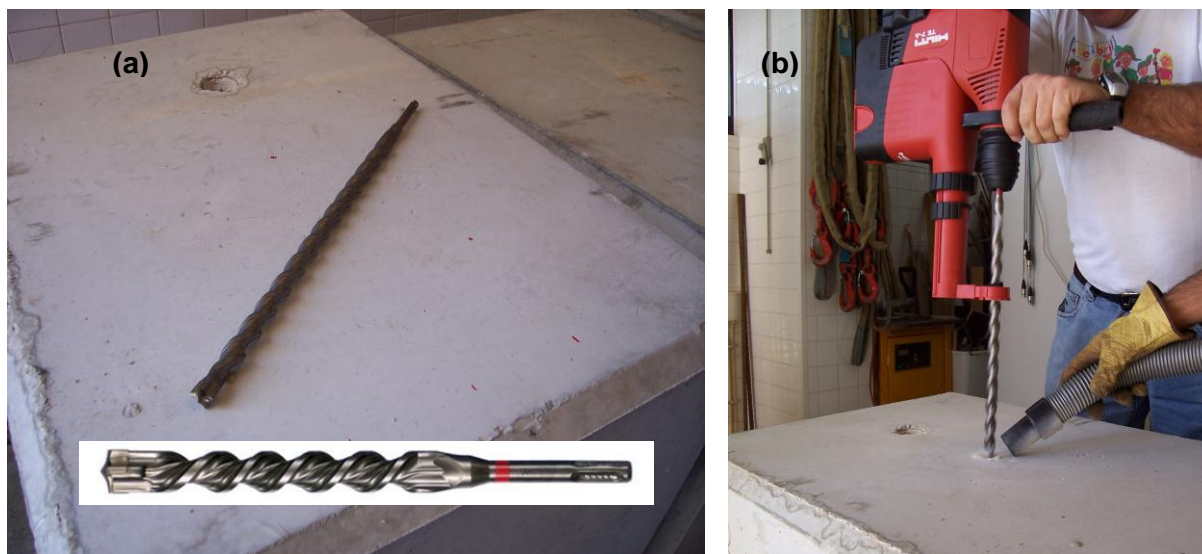


Figura 4.21 –Furação de um dos blocos, (a) broca, (b) furação.

Todos os furos foram limpos usando uma escova e um soprador manual. As superfícies dos furos foram limpas com a escova de forma a soltar a maior quantidade possível de poeiras, sendo de seguida sopradas usando o soprador manual (Figura 4.22).



Figura 4.22 –Limpeza dos furos com (a) escova e (b) soprador manual.

Os cordões foram cortados com o comprimento necessário e limpos com um pano seco e com uma escova de aço para eliminar vestígios de ferrugem, gorduras e poeiras. De seguida, procedeu-se à colocação do agente de aderência. O sistema com aplicador do tipo pistola (Figura 4.23) procede à mistura automática dos dois componentes do agente de aderência. Tal como recomendado no manual da HILTI [143] não foi usada a primeira parte de cada embalagem até se obter uma mistura uniforme e o furo foi preenchido começando pelo fundo e movimentando lentamente a pistola para cima, para evitar a formação de bolhas de ar.

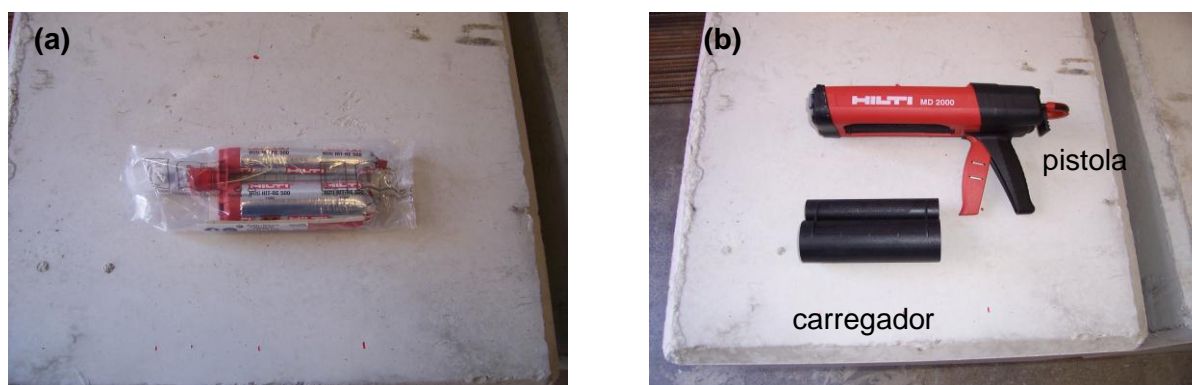


Figura 4.23 – Sistema tipo pistola, HILTI HIT-RE 500, (a) cartucho com os dois componentes e (b) pistola e carregador de cartuchos.

Quando se usaram os sistemas bi-componentes, tanto no caso do agente com base epoxídica da SIKA como no de base cimentícia, os componentes foram pesados e misturados manualmente de acordo com a proporção indicada nas fichas de produto respectivas [251] e [252]. Nestes casos, o produto não foi injectado mas sim vazado no furo, onde posteriormente foi embebido o cordão (Figura 4.24).

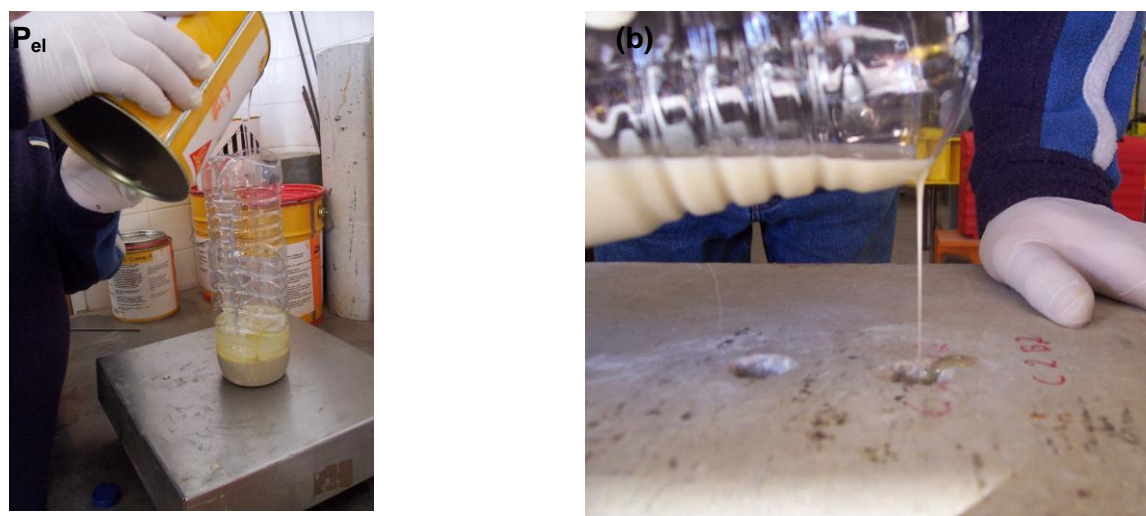


Figura 4.24 – Sistema SIKA ICOSIT KC 220/60, (a) mistura dos componentes do agente de aderência e (b) vazamento da mistura no furo.

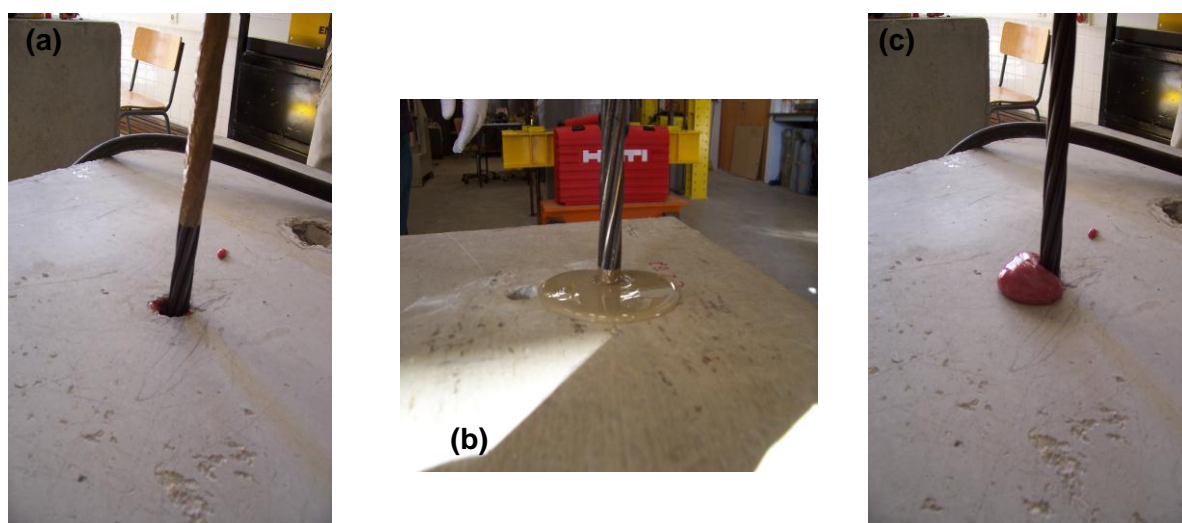


Figura 4.25 – Colocação dos cordões até sair o produto em excesso no furo, (a) inserção do cordão no furo, (b) selagem com calda de cimento e (c) selagem com sistema HILTI HIT RE-500.

Os cordões, eram introduzidos no furo parcialmente preenchido com o agente de aderência ao mesmo tempo que eram sujeitos a uma rotação com o objectivo de assegurar que todo o cordão estava superficialmente coberto com o agente de aderência. O excesso de agente de aderência era expelido do furo (Figura 4.25) e posteriormente removido da superfície do betão. Todos os cordões foram mantidos em posição vertical após selagem dos mesmos durante a cura dos agentes de aderência, que foi feita respeitando os tempos mínimos recomendados pelos fabricantes. Nos ensaios onde se usou a calda de cimento.

Os furos foram executados com 300 mm de profundidade, tendo sido realizados ensaios com quatro comprimentos de selagem (h_{ef}): 100 mm, 150 mm, 200 mm e 250 mm. Estes comprimentos de selagem correspondem a relações de h_{ef}/d_c de 6.6, 9.9, 13.2 e 16.4, respectivamente, em que d_c corresponde ao diâmetro nominal do cordão. No Quadro 4.1, indicam-se o número de ensaios realizados para cada agente de aderência e para cada comprimento de selagem.

Quadro 4.1 – Número de ensaios *pull-out* realizados.

	100 mm	150 mm	200 mm	250 mm
HILTI HIT RE-500	5	5	5	--
SIKA ICOSIT KC 220/60	3	3	3	--
Calda Cim.	--	--	--	2

Para evitar a formação de roturas à superfície com formação de um cone de betão, o cordão foi selado apenas num troço inferior do furo. No comprimento de furo para além do comprimento de selagem o cordão foi envolvido por uma fita adesiva untada com massa consistente, garantindo assim que o agente de aderência apenas promove aderência ao longo do comprimento pretendido. Este método foi também usado por Doerr e Klingner [89] e por Cook *et al.* [68].



Figura 4.26 –Fita adesiva em torno do comprimento em que não se pretende aderência.

4.5.2 Caracterização dos materiais

4.5.2.1 Betão

Para a caracterização do betão utilizado nos modelos experimentais foram moldados provetes cúbicos com 150 mm de aresta, e ensaiados à compressão segundo a norma NP EN 12390-3 [155], usando uma prensa FORM-TEST do tipo BETA2-3000E com uma capacidade máxima de 3000 kN. Para cada um dos blocos foram executados três provetes, que foram ensaiados aos 28 dias. Os valores de f_{cm} (valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cubos (150x150 mm²)) foram determinados directamente através dos ensaios de provetes cúbicos, tendo sido o valor de f_{cm} (valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cilindros (150x300 mm²)) obtido através da seguinte expressão [150]:

$$f_{cm} = 0.8 f_{ccm} \quad (4.6)$$

Obteve-se um valor para f_{ccm} de 25.7 MPa, e o correspondente valor de f_{cm} de 20.6 MPa.

4.5.2.2 Aço da armadura ordinária

Foram sujeitos a ensaios de tracção quatro provetes do aço utilizado como armadura dos modelos. Foi utilizado o aço correntemente designado por A500 NR. No Quadro 4.2 são indicados os valores médios relativos à tensão de cedência à tracção (f_y) e da tensão de rotura à tracção do aço (f_t). Os ensaios foram realizados obedecendo à NP EN10002-1 [152].

Quadro 4.2 – Características mecânicas do aço da armadura ordinária.

Diâmetro Varão	Tipo	$f_y^{(1)}$ (MPa)	$f_t^{(2)}$ (MPa)
$\phi 8$	NR	545	649

⁽¹⁾ tensão de cedência à tracção do aço; ⁽²⁾ tensão de rotura à tracção do aço.

4.5.2.3 Aço da armadura de pré-esforço

Os valores das propriedades resistentes dos aços de pré-esforço foram fornecidos pelo fabricante e são apresentados no Quadro 4.3. Estão indicados os valores médios relativos à tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tracção ($f_{p0.1}$) e da tensão de rotura à tracção do aço de pré-esforço (f_p).

Quadro 4.3 – Características geométricas e mecânicas do aço da armadura de pré-esforço.

Diâmetro Nominal do Cordão (d_c)	$A_p^{(1)}$ (mm ²)	$f_{p0.1}^{(2)}$ (MPa)	$f_p^{(3)}$ (MPa)	$E_p^{(4)}$ (GPa)
$\phi 15.2$ mm (0,6")	139.5	1764	1955	197.4

⁽¹⁾ área da secção transversal do cordão de pré-esforço; ⁽²⁾ tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tracção do aço de pré-esforço; ⁽³⁾ tensão de rotura à tracção do aço de pré-esforço; ⁽⁴⁾ módulo de elasticidade do aço de pré-esforço.

4.5.2.4 Agentes de aderência

(1) Sistema HILTI HIT-RE 500

O sistema HILTI é fornecido em cartuchos com dois constituintes, um com a resina epoxídica e outro com o endurecedor. Para a caracterização do agente de aderência foram

moldados três provetes prismáticos com dimensões 40x40x160 mm³ (Figura 4.27) de acordo com o método de ensaio RILEM CPT PCM-8 [80], que foram ensaiados à flexão quando tinham uma idade de 24 horas. De seguida, três metades dos provetes ensaiados à flexão foram ensaiados à compressão.

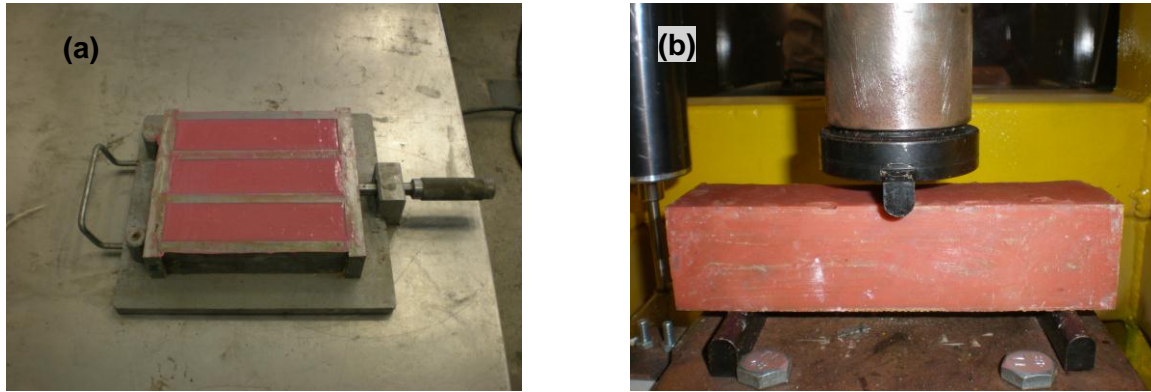


Figura 4.27 – (a) Provetes prismáticos para caracterização do agente de aderência HILTI HIT RE-500 e (b) ensaio de flexão.

Relativamente aos ensaios à flexão, os provetes bi-apoiados foram ensaiados até à rotura por aplicação de uma carga pontual no centro a uma velocidade de 1mm/min com um vão entre apoios de 100 mm, medindo a força através de uma célula de carga e o deslocamento central usando um deflectómetro.

Apesar da baixa relação entre o vão e a altura dos provetes, o efeito de corte é desprezado no cálculo do módulo de elasticidade e no cálculo das tensões de tracção e extensões na fibra mais traccionada, tendo-se considerado que o material é isotrópico e admitindo a hipótese de Bernoulli. Na Figura 4.28 e no Quadro 4.4 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de flexão. A tensão e extensão são calculadas com base na Resistência dos Materiais da seguinte forma (Exps. (4.7) e (4.8)):

$$f_{pct} = \frac{3}{2} \frac{F \cdot L}{b \cdot h_p^2} \quad (4.7)$$

$$\varepsilon_{pct} = 6 \frac{\delta_p \cdot h_p}{L^2} \quad (4.8)$$

em que f_{pct} corresponde à tensão de tracção por flexão, F à força registada na célula de carga, L o vão entre apoios, b a largura do provete e h_p a sua altura; ε_{pct} é a extensão de tracção por flexão do provete e δ_p o deslocamento medido pelo deflectómetro.

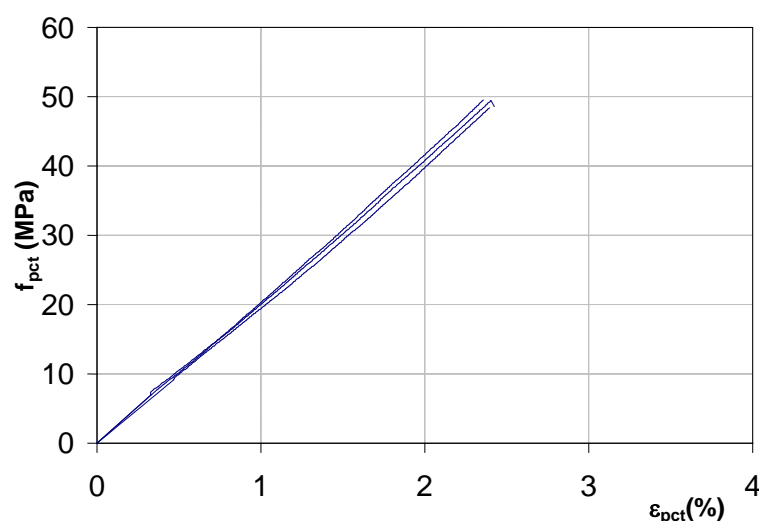


Figura 4.28 – Diagrama tensão-extensão do ensaio à flexão dos provetes de agente de aderência HILTI HIT RE-500.

Pode-se observar que o comportamento é aproximadamente linear até se atingir a rotura de uma forma repentina em todos os provetes ensaiados.

Quadro 4.4 - Resultados dos ensaios de flexão dos provetes de agente de aderência HILTI HIT RE-500.

Proвете	$f_{pcte}^{(1)}$ (MPa)	$E_f^{(2)}$ (GPa)
1	49.4	2.1
2	49.5	2.1
3	48.4	2.0
Valor Médio	49.1	2.1

⁽¹⁾ tensão elástica máxima de tracção por flexão; ⁽²⁾ módulo de elasticidade em flexão.

Realizaram-se posteriormente três ensaios de compressão monotónica na mesma prensa usada para os ensaios de compressão ao betão, em que se obtiveram para cada um dos provetes a tensão de cedência por compressão e o módulo de elasticidade, cujos resultados se apresentam na Figura 4.29 e no Quadro 4.5. Os provetes ensaiados à compressão tinham dimensões de cerca de 80x40x40 mm³ e a velocidade do ensaio foi de 1.3 mm/min. A força foi medida através da célula de carga da prensa e através da média dos deslocamentos obtidos com base em quatro deflectómetros igualmente afastados do

provete. Assim, foi possível obter a força e as extensões durante todo o ensaio, permitindo o cálculo das tensões de compressão e de extensões.

Verifica-se que inicialmente o agente de aderência exibe um comportamento aproximadamente linear até um determinado ponto, denominado de cedência, a partir do qual existe alguma dispersão no comportamento dos provetes ensaiados.

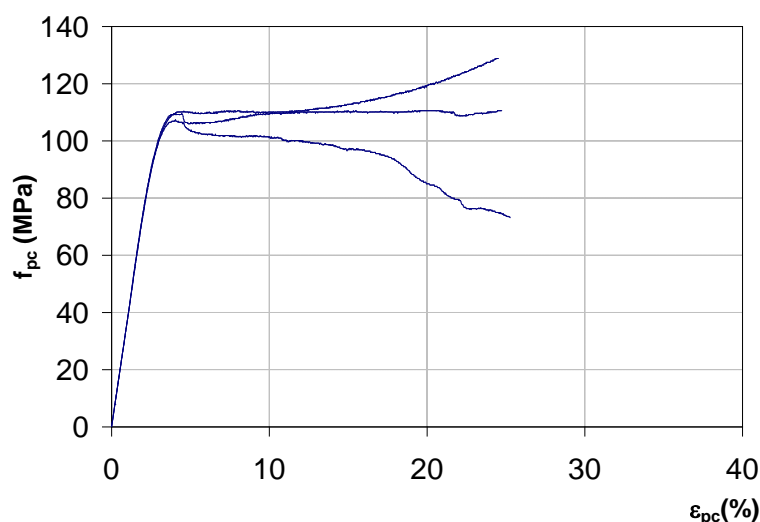


Figura 4.29 – Diagrama tensão-deformação do ensaio à compressão dos provetes de agente de aderência HILTI HIT RE-500.

Quadro 4.5 - Resultados dos ensaios à compressão dos provetes de agente de aderência HILTI HIT RE-500.

Provete	$f_{pc}^{(1)}$ (MPa)	$E_{pc}^{(2)}$ (GPa)
1	107.0	3.7
2	110.1	3.7
3	109.2	3.7
Valor Médio	108.8	3.7

⁽¹⁾ tensão de cedência à compressão; ⁽²⁾ módulo de elasticidade em compressão.

(2) Sistema SIKA – ICOSIT KC 220/60

O sistema SIKA ICOSIT KC 220/60 é fornecido em componentes separados que foram misturados de acordo com as recomendações do fabricante [251]. Para a caracterização deste agente de aderência procedeu-se de igual forma que o agente de aderência HILTI. Os resultados obtidos a partir dos ensaios de flexão são apresentados na Figura 4.30 e no Quadro 4.6. Os procedimentos de ensaios, idade dos provetes e pressupostos adoptados

para cálculo de tensões e extensões foram os mesmos que os descritos para o sistema HILTI.

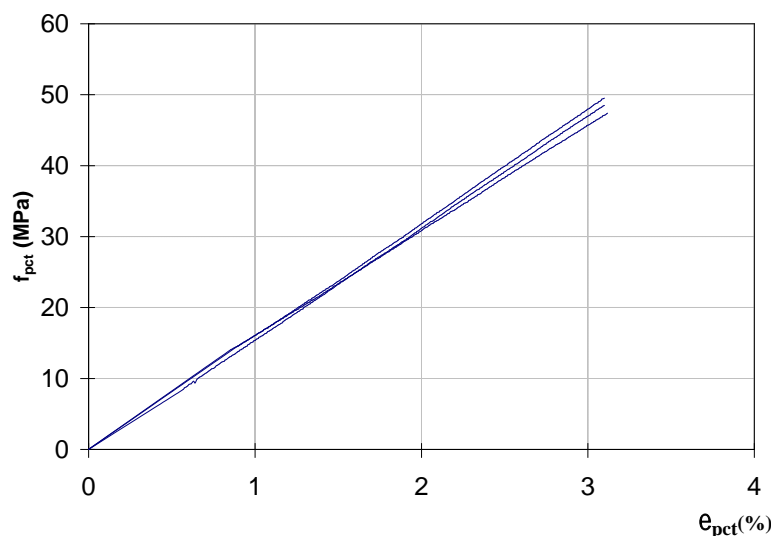


Figura 4.30 – Diagrama tensão-extensão do ensaio à flexão dos provetes de agente de aderência SIKA ICOSIT KC 220/60.

Quadro 4.6 - Resultados dos ensaios de flexão dos provetes de agente de aderência SIKA ICOSIT KC 220/60.

Proвете	$f_{pcte}^{(1)}$ (MPa)	$E_f^{(2)}$ (GPa)
1	48.5	1.6
2	49.5	1.6
3	47.4	1.5
Valor Médio	48.5	1.6

⁽¹⁾ tensão elástica máxima de tracção por flexão; ⁽²⁾ módulo de elasticidade em flexão.

Nos ensaios de flexão, verifica-se um comportamento aproximadamente linear até se atingir a rotura de uma forma frágil.

Na Figura 4.31 e no Quadro 4.7 apresentam-se os resultados obtidos com os ensaios de compressão monotónica. Relativamente a estes, não se observa uma dispersão de resultados, a partir do ponto em que termina o comportamento linear, uma vez que todos os provetes evidenciaram após um ligeiro decréscimo de carga, endurecimento no seu comportamento.

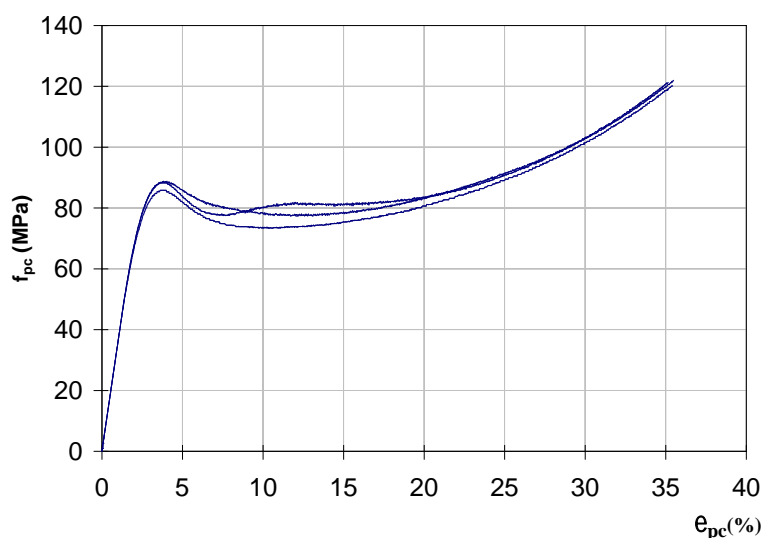


Figura 4.31 – Diagrama tensão-deformação do ensaio à compressão dos provetes de agente de aderência SIKA ICOSIT KC 220/60.

Quadro 4.7 - Resultados dos ensaios à compressão dos provetes de agente de aderência SIKA ICOSIT KC 220/60.

Provete	$f_{pcc}^{(1)}$ (MPa)	$E_{pc}^{(2)}$ (GPa)
1	88.6	3.6
2	85.3	3.6
3	87.7	3.6
Valor Médio	87.2	3.6

⁽¹⁾ tensão de cedência à compressão; ⁽²⁾ módulo de elasticidade em compressão.

(3) Calda de cimento com adjuvante para caldas expansivas

A calda de cimento usada como agente de aderência consiste numa mistura de cimento Portland tipo CEM I 42.5 R com um adjuvante para caldas expansivas. Este adjuvante tem como objectivo evitar a fendilhação da calda de cimento no interior do furo durante a cura e também evitar o descolamento da calda da superfície do cordão. Assim, optou-se por adicionar o adjuvante SIKA ADDIMENT EH1, normalmente usado em caldas aplicadas na injeção em bainhas de pré-esforço. Seguiram-se as recomendações do fabricante [252] no que diz respeito à mistura dos constituintes, cujas proporções são: 50 kg de cimento CEM I 42.5 R, 20 litros de água e 0.5 kg do adjuvante. A mistura dos constituintes foi feita numa misturadora (Figura 4.32).

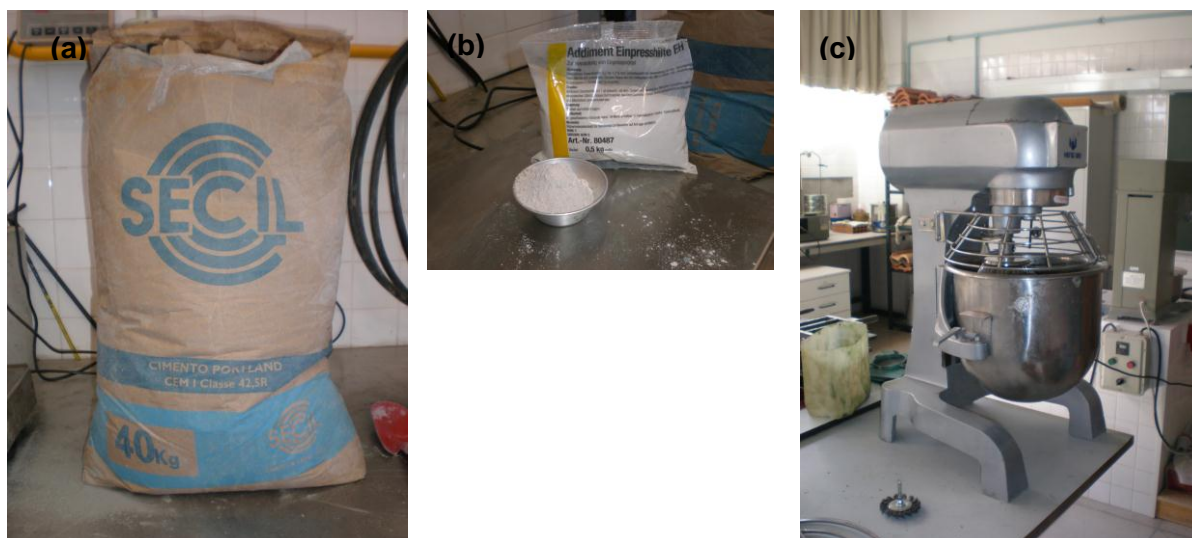


Figura 4.32 – Materiais constituintes, (a) cimento, (b) adjuvante e (c) mistura em misturadora mecânica.

Para a caracterização da calda de cimento foram moldados seis provetes prismáticos com dimensões $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ (Figura 4.33), os quais foram posteriormente ensaiados à flexão (Figura 4.34). As metades resultantes dos ensaios de flexão foram ensaiadas à compressão (Figura 4.35) seguindo a norma NP EN 196-1 [156]. Na preparação e cura dos provetes foi seguido o recomendado nesta norma. Os ensaios foram realizados quando os provetes tinham uma idade de 14 dias.



Figura 4.33 – Provetes prismáticos para caracterização da calda de cimento.

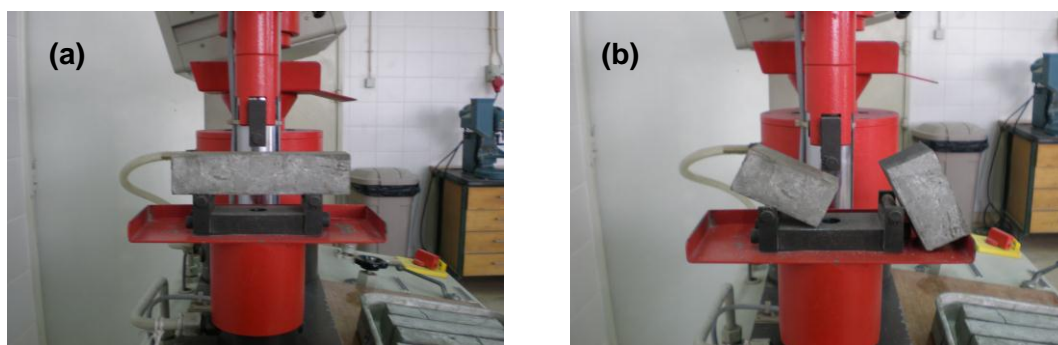


Figura 4.34 – Ensaios flexão provetes prismáticos da calda de cimento, (a) início do ensaio e (b) final do ensaio.



Figura 4.35 – Ensaios compressão provetes prismáticos da calda de cimento, (a) início do ensaio e (b) final do ensaio.

Nos Quadros 4.8 e 4.9 apresentam-se os resultados obtidos através destes ensaios.

Quadro 4.8 – Resultados dos ensaios à flexão.

Proвете	1	2	3	4	5	6	Média
$R_f^{(1)}$ (MPa)	6.8	5.7	4.9	7.4	5.2	7.1	6.2

⁽¹⁾ resistência à flexão.

Quadro 4.9 – Resultados dos ensaios à compressão.

Proвете	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Média
$R_c^{(1)}$ (MPa)	41.3	56.7	57.2	60.6	55.8	53.1	56.0	53.2	55.5	53.3	51.3	58.9	54.4

⁽¹⁾ resistência à compressão.

A relação água/cimento (relação em massa) é um factor importante no que respeita às características mecânicas e físicas da calda de cimento, sendo que o valor mais usual

situa-se entre 0.35 e 0.40. Se aquela relação diminui, a sua sedimentação e porosidade também diminuem e por consequência aumenta a resistência da calda. No entanto, se a relação água/cimento diminuir para valores da ordem de 0.30 a sua trabalhabilidade baixa tornando difícil ou mesmo impossível a sua bombagem devido ao aumento da viscosidade. Também diminui a eficiência da mistura trazendo problemas relativamente à eficiente hidratação das partículas de cimento. Por outro lado aumentar a relação água/cimento para valores superiores a 0.40 torna a calda muito fina, reduzindo a sua resistência à compressão e à tracção, aumentando o número de vazios, a perda de água e a sedimentação das partículas de cimento.

(4) Considerações finais

Nesta altura, vale a pena fazer um resumo das principais características dos agentes de aderência, em termos de valores médios, obtidas a partir dos ensaios e que se apresentam no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Resumo dos resultados médios obtidos a partir dos ensaios de caracterização dos agentes de aderência.

	$f_{pcte}^{(1)}$ (MPa)	$f_{pcc}^{(2)}$ (MPa)	$E_f^{(3)}$ (GPa)	$E_{pc}^{(4)}$ (GPa)
HILTI HIT RE-500	49.1	108.8	2.1	3.7
SIKA ICOSIT KC 220/60	48.5	87.2	1.6	3.6
	$R_f^{(5)}$ (MPa)	$R_c^{(6)}$ (MPa)		
Calda de Cimento	6.2	54.4	----	----

⁽¹⁾ tensão elástica de tracção por flexão máxima; ⁽²⁾ tensão de cedência à compressão ; ⁽³⁾ módulo de elasticidade em flexão; ⁽⁴⁾ módulo de elasticidade em compressão; ⁽⁵⁾ resistência à flexão; ⁽⁶⁾ resistência à compressão.

Por observação dos resultados apresentados no Quadro 4.10, verifica-se a elevada resistência à tracção por flexão dos agentes de aderência à base de resina epoxídica, relativamente à calda de cimento. Em relação aos resultados obtidos verifica-se que o agente de aderência da HILTI apresenta características superiores ao da SIKA e que ambos registam valores superiores ao da calda. Apesar de não se ter determinado o módulo de elasticidade da calda de cimento, de uma forma geral, é esperado um valor superior ao dos restantes agentes de aderência ensaiados [90], pelo que faz sentido usar a calda nos ensaios *push-in* de forma a aferir se o efeito de Hoyer é importante relativamente aos outros agentes de aderência, que devido ao seu relativo baixo módulo de elasticidade, não deverão ter tanta capacidade em gerar o referido efeito. Concluindo, pode-se afirmar que com base nos resultados obtidos, o agente de aderência HILTI tem características ligeiramente

superiores às do agente de aderência SIKA e que estes dois agentes de aderência possuem melhores características resistentes que a calda de cimento.

4.5.3 Instrumentação dos ensaios

Para os ensaios de *pull-out*, o cordão de aço, selado no bloco de betão atravessa dois perfis UNP 200 e o macaco hidráulico furado, e é ancorado no topo com as respectivas cunhas. Entre o macaco hidráulico e as cunhas foi colocada uma célula de carga HBM do tipo C6A com 200 kN de capacidade máxima. Para aplicação da força e controlo da pressão hidráulica no macaco utilizou-se uma unidade de controlo de pressão hidráulica ENERPAC CDT 6343. Para medição de deslocamentos foram usados deflectómetros eléctricos do tipo CDP-100 da TML com 100 mm de curso. Todos os instrumentos de medição foram ligados a uma unidade de aquisição de dados DattaLogger HBM Spider8.

Numa primeira fase foi usado um deflectómetro para medição do escorregamento, posicionado sobre a célula de carga, como se representa na Figura 4.36.

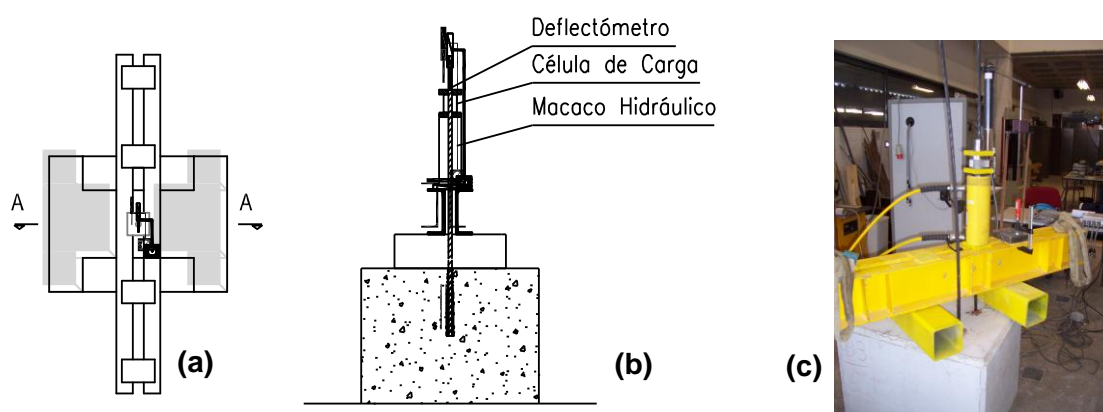


Figura 4.36 – Localização em planta e em alçado da instrumentação inicial, (a) planta, (b) corte A-A e (c) vista geral.

Após observação dos resultados dos primeiros ensaios constatou-se que se estavam a obter valores de escorregamento demasiado grandes. Além disso, para a carga de 30 kN havia uma descontinuidade nos deslocamentos a carga constante, devido ao escorregamento das cunhas de ancoragem do cordão. Desta forma, optou-se por outro sistema de medição de deslocamentos, que consiste em prender um varão de aço ao cordão junto à face do bloco de betão, em cujas extremidades, e a igual distância do cordão foram colocados dois deflectómetros. A posição da ligação do varão ao cordão foi registada,

assim como a distância dos deflectómetros ao cordão. O valor correcto de escorregamento junto à face do bloco de betão foi calculado subtraindo à média dos valores obtidos com base nas leituras dos deflectómetros, em cada instante, a componente elástica da deformação do cordão desde o início da selagem até ao ponto de fixação do varão. Desta forma eliminaram-se os efeitos da flexão do cordão durante o carregamento. Os deflectómetros foram fixos com bases magnéticas usando chapas metálicas como base sobre os blocos de betão (Figura 4.37). Os resultados apresentados são aqueles até onde todo o sistema de medição de escorregamentos permaneceu operacional, uma vez que em alguns casos um dos deflectómetros deixou de estar posicionado sobre a chapa usada para medição dos mesmos, devido à rotação dos cordões durante o ensaio.

É também importante mencionar que os ensaios decorreram a uma temperatura ambiente entre os 20°C e os 23°C e com uma humidade relativa de 70% a 80%.



Figura 4.37 – Vista de geral da instrumentação, (a) colocação dos deflectómetros e (b) vista geral instrumentação.

4.5.4 Execução dos ensaios

Após cura do agente de aderência, 24 horas no caso dos agentes de aderência com base numa resina epoxídica e 14 dias no caso da calda de cimento, os ensaios foram executados com aplicação de incrementos de força constantes, gerando tensões de aderência, até se atingirem relativamente elevados deslizamentos do cordão, sem incremento de força. Na fase final do ensaio observou-se o deslizamento do cordão com rotação helicoidal na interface cordão/agente de aderência de acordo com a forma da superfície do cordão, rompendo em algumas zonas do comprimento as nervuras de agente de aderência que se formaram em torno da forma do cordão promovida pelos seus fios. Este fenómeno não ocorre de forma brusca visto a aderência não ser promovida apenas por adesão mas

também por atrito e por efeitos mecânicos. Após o ensaio, o cordão apresenta o aspecto que se mostra na Figura 4.38.

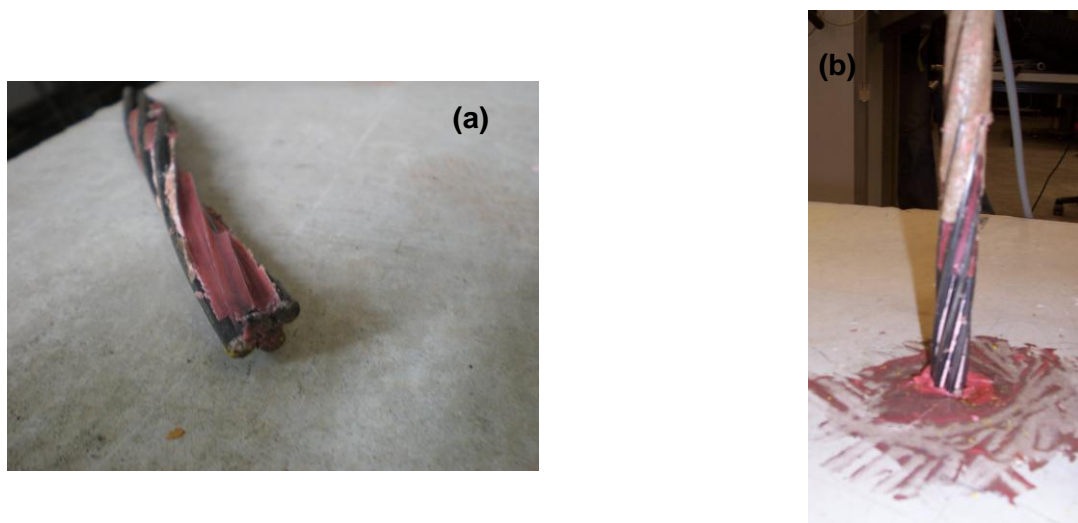


Figura 4.38 – Aspecto dos cordões após arrancamento, (a) espaços entre fios preenchidos com agente de aderência e (b) arrancamento de nervuras de agente de aderência.

4.5.5 Análise dos resultados

4.5.5.1 Deslocamentos

Como referido na secção 4.5.3, foi usado inicialmente um posicionamento incorrecto para medição dos deslocamentos, pelo que daqueles ensaios apenas foi possível retirar resultados em termos de forças. Dos restantes ensaios foi possível traçar gráficos força-escorregamento, que se apresentam de seguida.

(1) Sistema HILTI HIT RE-500

Nos modelos com o sistema HILTI HIT RE-500, no início do carregamento a evolução dos deslocamentos com o incremento de carga é aproximadamente linear. A partir de determinada altura dá-se uma perda de rigidez, atribuída à perda da adesão na interface cordão/agente de aderência. A força correspondente a este ponto é denominada de força limite de elasticidade (P_{el}). Neste ponto dá-se um pequeno aumento de escorregamento sem aumento de carga, como se pode observar na Figura 4.39.

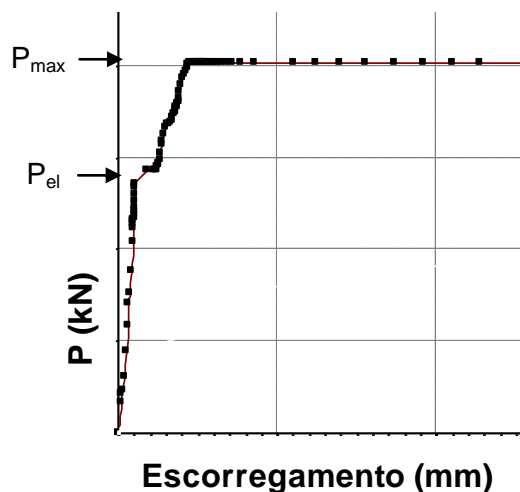


Figura 4.39 – Pormenor da determinação de P_{el} , a partir dos resultados de um ensaio de *pull-out*.

A partir deste ponto, e com o aumento da força aplicada, o comportamento apresenta uma rigidez inferior à inicial até se atingir a força máxima, a partir da qual surge um patamar em que esta força máxima permanece constante com o aumento do escorregamento. A força correspondente a esta fase é denominada de força máxima (P_{max}). Nas Figuras 4.40 a 4.42, apresentam-se as relações força-escorregamento obtidas nos ensaios.

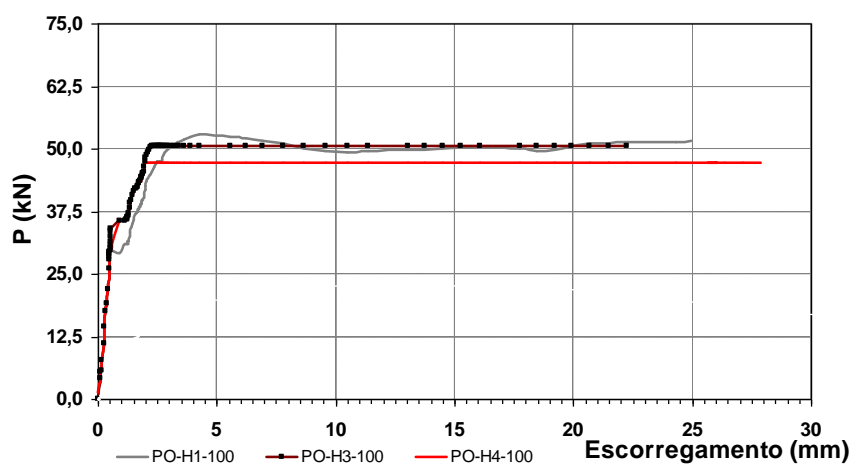


Figura 4.40 – Relação força-escorregamento para 3 ensaios *pull-out* com o sistema HILTI HIT RE-500 com 100 mm de selagem.

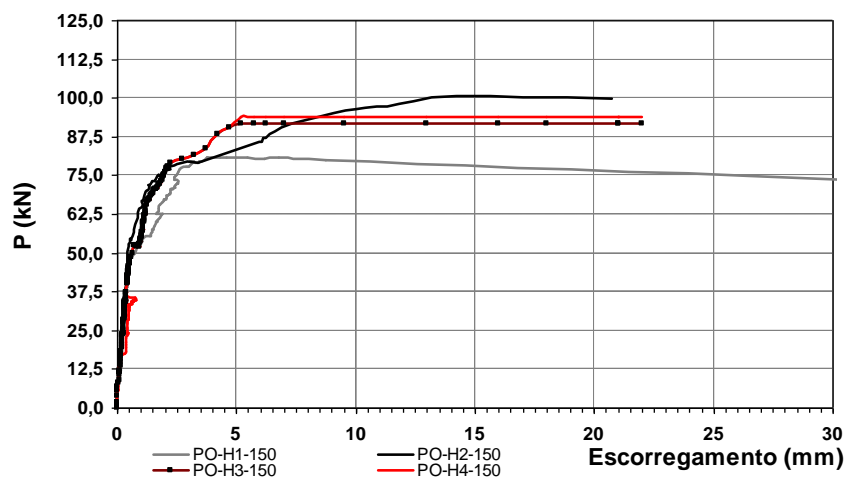


Figura 4.41 – Relação força-escorregamento para 4 ensaios *pull-out* com o sistema HILTI HIT RE-500 com 150 mm de selagem.

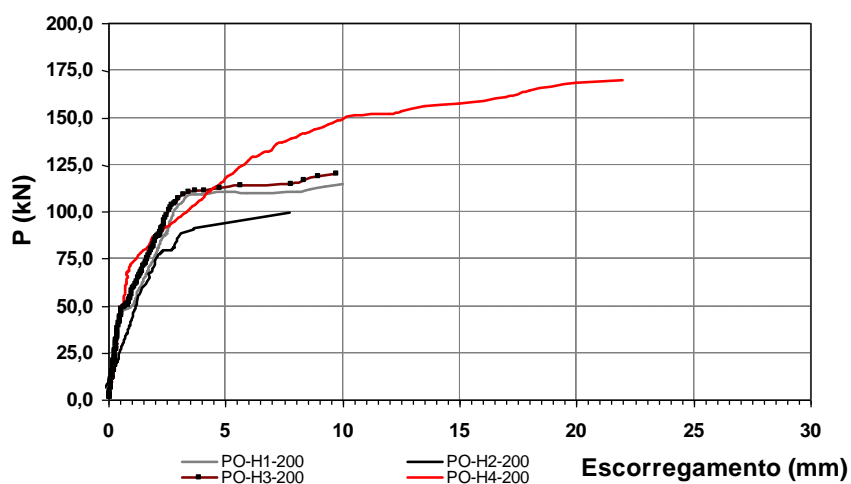


Figura 4.42 – Relação força-escorregamento para 4 ensaios *pull-out* com o sistema HILTI HIT RE-500 com 200 mm de selagem.

Os resultados relativos ao provete PO-H2-100 não são apresentados uma vez que devido a uma execução deficiente, o comprimento efectivamente selado do cordão não era o pretendido.

No Quadro 4.11 apresentam-se os resultados obtidos em todos os ensaios de *pull-out* realizados com este agente de aderência.

Quadro 4.11 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de *pull-out* com sistema HILTI HIT RE-500.

Provete	$P_{el}^{(1)}$ (kN)	Valor médio e (CV)	$P_{max}^{(2)}$ (kN)	Valor médio e (CV)
PO-H1-100	31.0		52.1	
PO-H2-100	—		—	
PO-H3-100	33.9	30.4 (0.09)	50.1	60.8 (0.36)
PO-H4-100	29.1		47.3	
PO-H5-100	27.7		93.6	
PO-H1-150	48.7		80.2	
PO-H2-150	53.7		102.0	
PO-H3-150	37.3	43.4 (0.17)	91.7	88.0 (0.13)
PO-H4-150	39.4		93.8	
PO-H5-150	38.0		72.3	
PO-H1-200	46.8		114.6	
PO-H2-200	79.3		99.3	
PO-H3-200	45.8	57.7 (0.23)	120.3	126.3 (0.21)
PO-H4-200	60.2		170.0	
PO-H5-200	56.4		127.0	

⁽¹⁾ força limite de elasticidade; ⁽²⁾ força máxima.

Verifica-se em alguns casos uma dispersão de resultados que podem ser atribuídos à variabilidade das propriedades do agente de aderência e também à variabilidade na execução dos provetes de ensaio.

(2) Sistema SIKA

Da mesma forma que no caso anterior apresentam-se de seguida os resultados obtidos nos ensaios de *pull-out* com o agente de aderência SIKA ICOSIT KC 220/60 (Figuras 4.43 e 4.44).

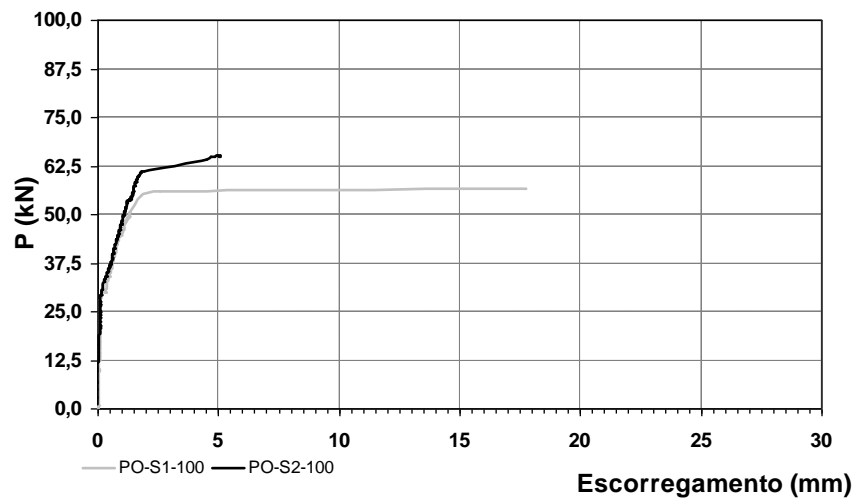


Figura 4.43 – Relação força-escorregamento para 2 ensaios *pull-out* com o sistema SIKA ICOSIT KC 220/60 com 100 mm de selagem.

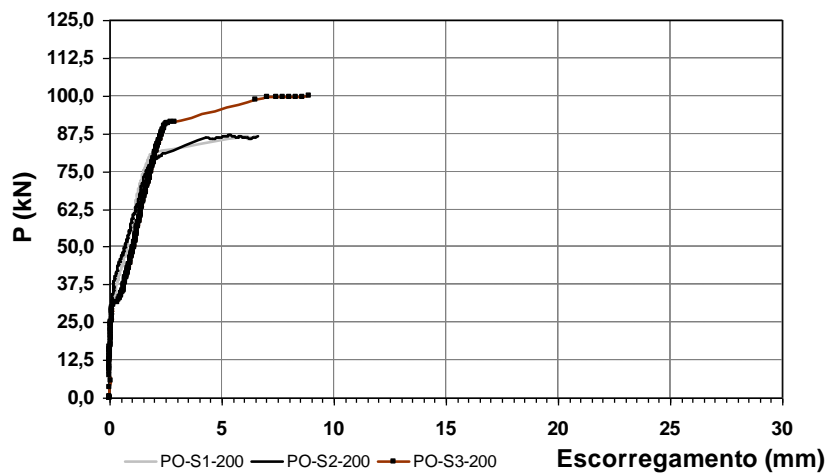


Figura 4.44 – Relação força-escorregamento para 3 ensaios *pull-out* com o sistema SIKA ICOSIT KC 220/60 com 200 mm de selagem.

No Quadro 4.12 apresentam-se os resultados obtidos em todos os ensaios de *pull-out* realizados com este agente de aderência.

Quadro 4.12 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de *pull-out* com sistema SIKA ICOSIT KC 220/60.

Provete	$P_{el}^{(1)}$ (kN)	Valor médio e (CV)	$P_{max}^{(2)}$ (kN)	Valor médio e (CV)
PO-S1-100	30.1	29.1 (0.03)	55.9	63.5 (0.11)
PO-S2-100	29.1		64.9	
PO-S3-100	28.2		69.7	
PO-S1-150	27.2	33.4 (0.36)	110.3	101.0 (0.16)
PO-S2-150	25.8		110.3	
PO-S3-150	47.3		82.4	
PO-S1-200	35.3	35.3 (0.11)	86.0	90.7 (0.08)
PO-S2-200	39.2		86.9	
PO-S3-200	31.5		99.3	

⁽¹⁾ força limite de elasticidade; ⁽²⁾ força máxima.

Relativamente a este agente de aderência não se verifica uma tendência clara para uma subida da força máxima nem da força limite de elasticidade com o aumento do comprimento de selagem, ao contrário do verificado no agente de aderência HILTI HIT RE-500. Ao passar-se de um comprimento de selagem de 100 mm para um de 150 mm verifica-se uma subida proporcional na força máxima mas ao se passar de 150 mm para 200 mm tal não sucede. Relativamente à P_{el} não se nota para nenhum dos comprimentos de selagem ensaiados um aumento relativo daquela força com o aumento do comprimento de selagem. Uma vez que as propriedades mecânicas deste agente de aderência são semelhantes às do agente de aderência da HILTI, este facto pode ficar a dever-se à forma como foi colocado o produto. O vazamento do produto torna-se menos eficiente que o sistema de pistola usado no sistema HILTI, uma vez que é mais difícil evitar a formação de bolhas de ar.

(3) Calda de cimento

Da mesma forma que no caso anterior apresentam-se de seguida os resultados obtidos com a calda de cimento (Figura 4.45). No gráfico só são apresentados os resultados até um escorregamento de 30 mm. No entanto, as forças máximas foram atingidas para um escorregamento superior aos 30 mm uma vez que um dos deflectómetros atingiu o limite de medição.

No Quadro 4.13, apresentam-se os resultados obtidos em todos os ensaios de *pull-out* realizados com este agente de aderência. Estes resultados evidenciam que este agente de aderência não promove uma aderência tão boa como a dos restantes agentes de aderência.

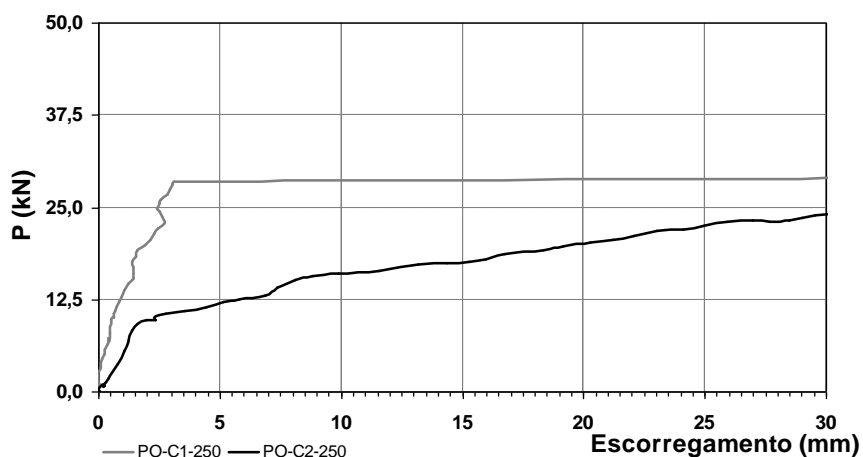


Figura 4.45 – Relação força-escorregamento para 2 ensaios com a calda de cimento com 250 mm de selagem.

Quadro 4.13 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de *pull-out* com calda de cimento.

Provete	$P_{el}^{(1)}$ (MPa)	$P_{max}^{(2)}$ (MPa)
PO-C1-250	29.8	35.9
PO-C2-250	10.8	35.8

⁽¹⁾ força limite de elasticidade; ⁽²⁾ força máxima.

4.5.5.2 Considerações finais

No Quadro 4.14, apresentam-se os resultados obtidos, em termos de valores médios, para as forças obtidas nos ensaios de *pull-out*.

Quadro 4.14 – Resumo dos resultados médios obtidos a partir dos ensaios de *pull-out*.

		$P_{el}^{(1)}$ (kN)	$P_{max}^{(2)}$ (kN)
HILTI	100 mm	30.4	60.8
	150 mm	43.4	88.0
	200 mm	57.7	126.3
SIKA	100 mm	29.1	63.5
	150 mm	33.4	101.0
	200 mm	35.3	90.7
Calda de Cimento	250 mm	20.3	35.8

⁽¹⁾ força limite de elasticidade; ⁽²⁾ força máxima.

Como se pode verificar, o sistema HILTI é o que apresenta melhores características de aderência, além de que o aumento de P_{\max} e P_{el} no sistema HILTI é proporcional ao aumento de comprimento de selagem, permitindo um aumento de P_{el} e P_{\max} com o aumento de comprimento. Daí que nos ensaios que se seguem (ensaio de *push-in*), se tenha optado por não usar o sistema SIKA. Considera-se que a diferença entre os resultados obtidos com os dois produtos HILTI e SIKA fica a dever-se à forma como foi executada a colocação do mesmo no interior do furo.

Considera-se que a força limite de elasticidade (P_{el}) corresponde à perda de adesão na zona mais solicitada por aderência, ou seja, a zona onde a tensão no cordão é maior e que até este ponto o escorregamento medido corresponde à deformação conjunta do cordão e do agente de aderência. A partir deste ponto o cordão “descola-se” do agente de aderência à medida que a tensão de aderência local atinge o valor da tensão de adesão iniciando-se na parte superior e estendendo-se progressivamente a todo o comprimento selado. Daí a progressiva perda de rigidez observada nos ensaios. Após esta fase, a aderência é promovida por uma conjugação do efeito de atrito e efeito mecânico conferido pela forma da superfície do cordão, como referenciado por den Uijl [65],[85] (secção 4.2.2). Nesta fase observou-se em todos os ensaios o deslizamento do cordão com rotação helicoidal na interface cordão/agente de aderência de acordo com a forma da superfície do cordão, rompendo em algumas zonas do comprimento as nervuras de agente de aderência que se formaram em torno da forma do cordão dada pelos seus fios, levando a que se atribua alguma contribuição da acção mecânica.

Em relação às caldas de cimento verificaram-se valores baixos da força máxima por aderência, comparativamente aos valores obtidos usando os agentes de aderências com base epoxídica. Desta forma, o uso de caldas de cimento, comparativamente aos outros agentes de aderências estudados, não é tão eficiente e portanto, não tão atractivo para aplicação tendo em conta os comprimentos disponíveis para selagem em casos práticos de reforço de lajes. Além disso, a morosidade da cura da calda de cimento é uma desvantagem quando se pretende utilizar o sistema de reforço proposto. Ainda assim, foram efectuados ensaios de *push-in* com a referida calda de cimento de forma a aferir o seu comportamento naquela situação. De referir que já Leonhardt [180] (ver secção 4.3), chamava a atenção para o facto de a resistência por aderência de fios lisos de pré-esforço depender, em grande parte, da adesão promovida pela calda de cimento usada e que esta pode ser relativamente baixa. Já no caso de cordões, a aderência mecânica é inferior à proporcionada por um betão normal, pelo facto da calda não possuir agregados grossos. Leonhardt [180], refere ainda um outro estudo de Walther e Soretz [279], descrito na secção 4.3.2(4), que conclui que a

resistência por aderência diminui abruptamente com o aumento do teor de finos, explicando que a resistência ao corte dos “dentes” de calda que se formam em torno do cordão depende fundamentalmente do interbloqueamento conferido pelos agregados grossos. Conclui então, que a resistência por aderência de cordões de pré-esforço selados com calda de cimento pode ser muito pequena quando comparada com as armaduras ordinárias envolvidas em betão normal, apesar das caldas apresentarem resistências à compressão relativamente elevadas. Desta forma, os resultados obtidos neste trabalho apenas comprovam o anteriormente referido. Acrescenta-se ainda que os resultados obtidos nos ensaios com calda de cimento coincidem com os obtidos pelos investigadores mencionados na secção 4.3.

4.6 ENSAIOS DE *PUSH-IN*

4.6.1 Descrição dos modelos

Os ensaios de *push-in* tiveram como objectivo estudar o comportamento em relação à aderência de cordões previamente tensionados, introduzidos em furos executados em betão e selados com um agente de aderência. Após a cura do agente de aderência o cordão é destensionado de uma das extremidades, registando-se os valores das forças e deslocamentos em ambas as extremidades.

Os modelos de ensaio consistem em blocos de betão armado iguais aos descritos na secção 4.5.1. Os cordões de aço foram posicionados afastados das faces dos blocos para que estas não influenciassem os resultados e o sistema de ensaio está representado nas Figura 4.46.

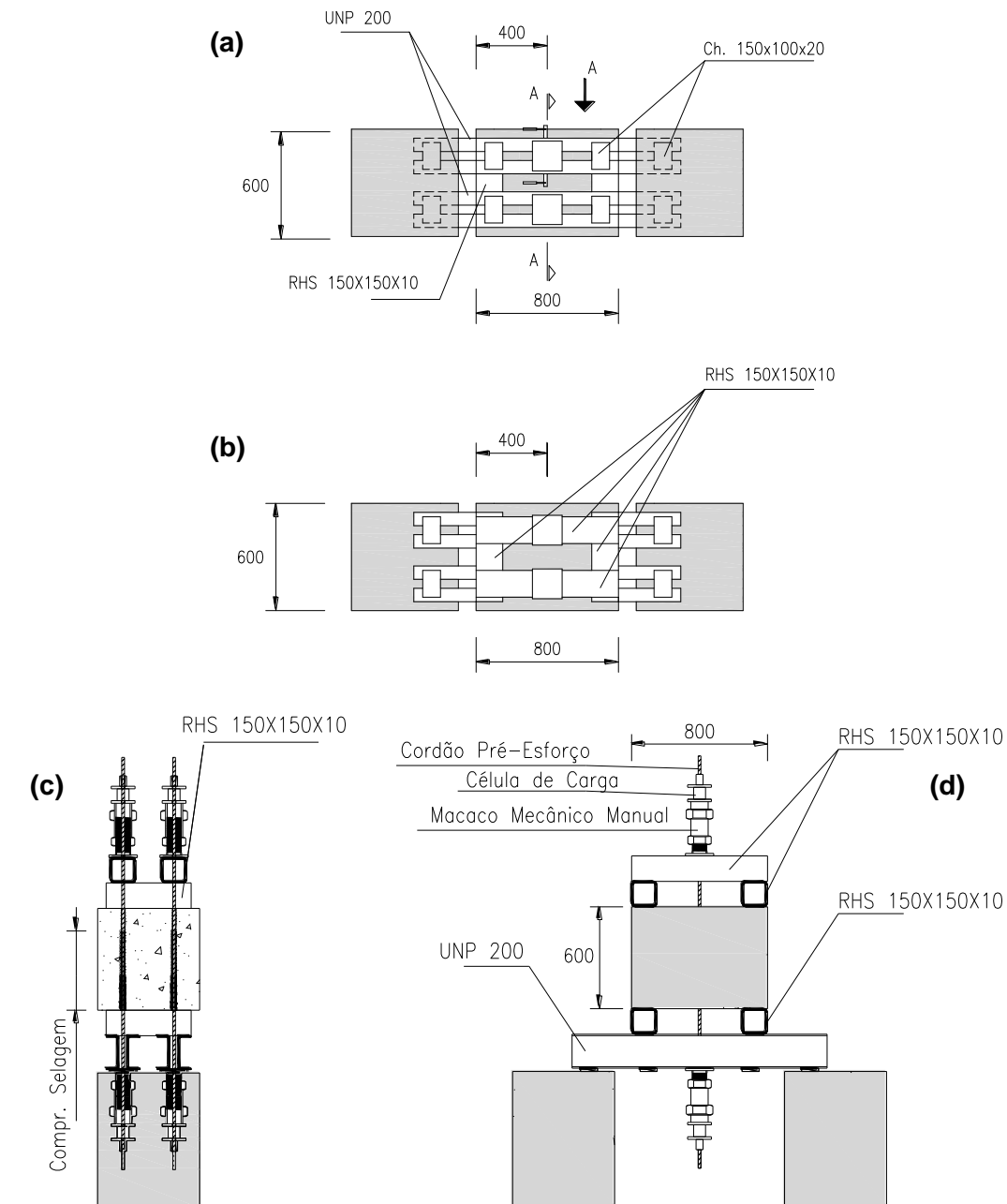


Figura 4.46 – Geometria dos modelos *push-in*, (a) vista inferior, (b) vista superior, (c) corte A-A e (d) vista por A. (desenhos sem escala e com dimensões em mm).

Os blocos de betão tinham dimensões de $800 \times 600 \times 600 \text{ mm}^3$. Em cada bloco foram executados dois ensaios. O bloco apoiava em dois perfis RHS 150x150x10 mm que, por sua vez, apoiavam em duas vigas constituídas por dois perfis UNP 200 soldados entre si por intermédio de chapas. Estas vigas estavam apoiadas em dois blocos de betão. Em cada uma destas vigas estava instalado um actuador mecânico (ver secção 3.3.2), usado para tensionar e destensionar o cordão. No espaço entre as vigas e o bloco foram colocados deflectómetros para medição de deslocamentos junto à entrada do furo. Sobre o bloco eram

colocados quatro perfis RHS 150x150x10 mm, criando um espaço para colocação de deflectómetros e sobre os perfis eram mais uma vez colocados mais dois actuadores mecânicos. Na Figura 4.47, apresenta-se uma vista geral de um modelo de ensaio.

Os furos, com 18 mm de diâmetro no caso do sistema HILTI e 25 mm de diâmetro no caso da calda de cimento, atravessavam todo o bloco e foram tratados de forma semelhante aos dos ensaios *pull-out*.



Figura 4.47 – Vista geral de um modelo de ensaio.

Os cordões foram colocados nos furos e tensionados antes da injeção do agente de aderência. Para evitar a formação de bolhas de ar, procedeu-se à selagem do espaço entre o cordão e a parede do furo na face inferior do bloco, recorrendo a betume de pedra, e só após a cura do mesmo se injectou o agente de aderência, através de um tubo de injeção deixado na extremidade inferior do furo. Para a injeção do produto foi usada uma pistola no caso do sistema HILTI ou um sistema de bombeamento para o caso da calda. Desta forma, a injeção foi sempre feita de baixo para cima, até sair na face superior o produto em excesso, tal como apresentado nas Figuras 4.48 e 4.49.

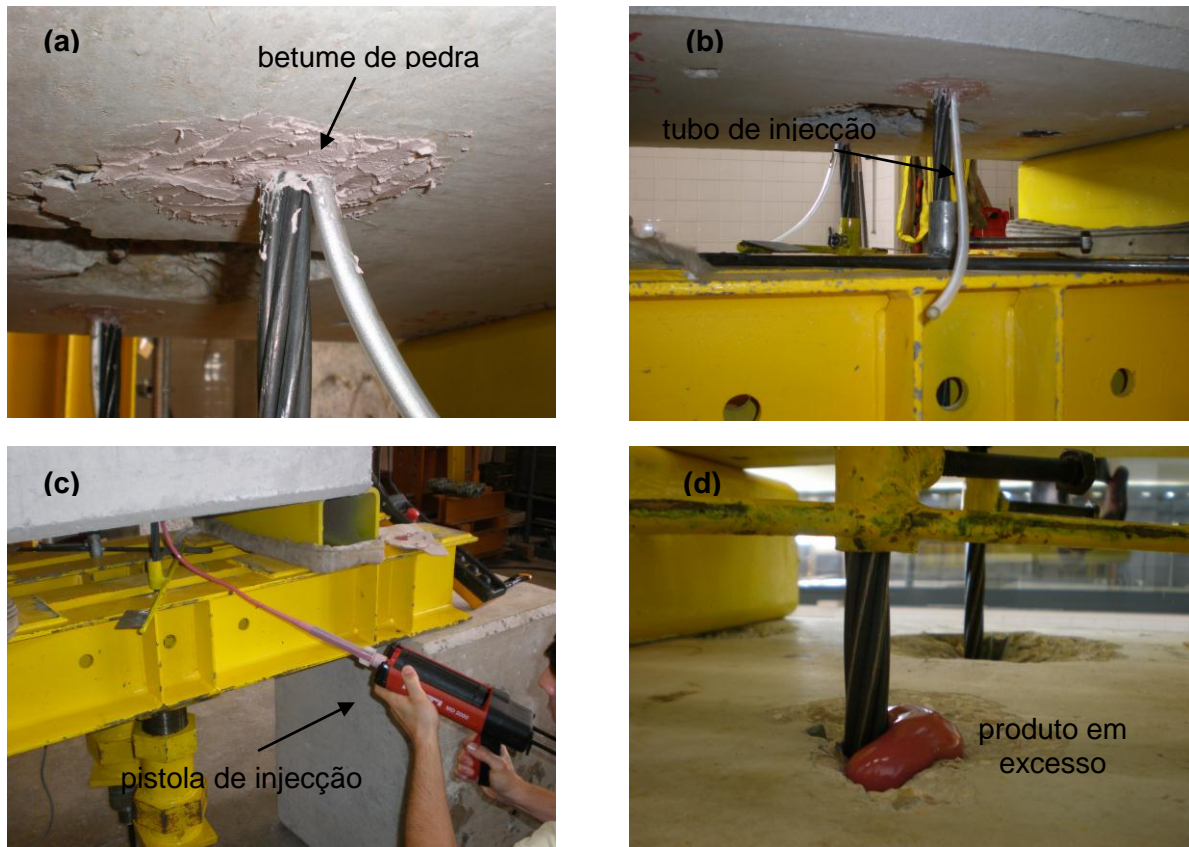


Figura 4.48 – Modelo de ensaio com sistema HILTI HIT RE-500: (a) selagem, (b e c) injeção e (d) produto em excesso.

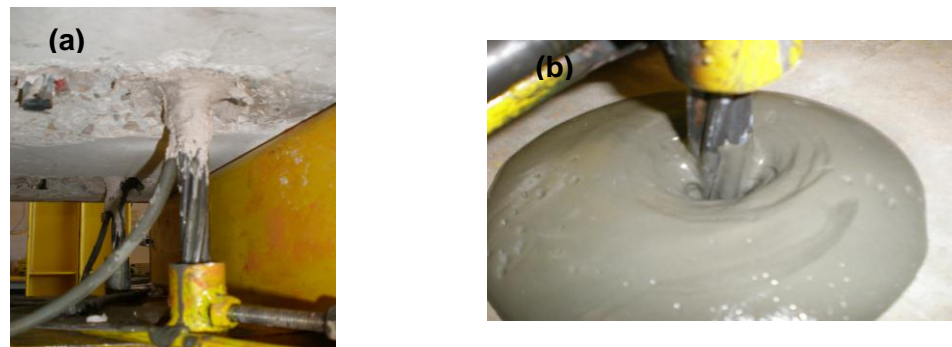


Figura 4.49 – Modelo de ensaio com calda de cimento: (a) selagem e (b) injeção e produto em excesso.

A cura dos agentes de aderência foi feita respeitando os tempos mínimos recomendados pelos fabricantes. No caso do sistema HILTI, os furos encontravam-se secos quando executada a injeção. Foram realizados ensaios com seis comprimentos de selagem: 250 mm, 350 mm, 450 mm, 550 mm, 650 mm e 800 mm. Para estes ensaios, no comprimento do furo onde não se pretende selagem foi usada uma fita adesiva envolvendo

os cordões, untada com massa consistente, impedindo assim a aderência entre o cordão e o agente de aderência, tal como descrito na secção 4.5.1.

No Quadro 4.15, indicam-se o número de ensaios realizados para cada produto e para cada comprimento de selagem.

Quadro 4.15 – Número de ensaios *push-in* realizados.

	250 mm	350 mm	450 mm	550 mm	650 mm	800 mm
HILTI	2	2	2	2	2	2
Calda Cim.	--	--	--	2	--	--

Os furos foram executados usando brocas para betão com ponta de tungsténio modelo TE-YX da HILTI e um perfurador do tipo electro-pneumático modelo TE-50 da HILTI.

4.6.2 Caracterização dos materiais

4.6.2.1 Betão

Para a caracterização do betão utilizado nos modelos experimentais foram moldados três provetes cúbicos com 150 mm de aresta por bloco, os quais foram posteriormente ensaiados à compressão segundo a norma NP EN 12390-3 [155] aos 28 dias. Destes ensaios obteve-se um valor médio da tensão resistente à compressão de $f_{cm}=26.2$ MPa em provetes cúbicos correspondendo a um valor de cerca de $f_{cm}=21.0$ MPa em provetes cilíndricos. Os valores de f_{cm} foram determinados através da Exp. (4.6).

4.6.2.2 Aço da armadura ordinária e de pré-esforço e agentes de aderência

Para o aço da armadura ordinária, aço da armadura de pré-esforço e agentes de aderência foram consideradas as características descritas nas secções 4.5.2.2, 4.5.2.3 e 4.5.2.4, respectivamente.

4.6.3 Instrumentação dos ensaios

O cordão de aço selado no bloco, atravessa os dois perfis UNP 200 e os actuadores, sendo ancorado com cunhas em ambos os actuadores. Entre o actuator e as cunhas existia uma célula de carga HBM do tipo C6A com 200 kN de capacidade máxima. Em alguns casos usou-se também uma célula de carga do tipo TML com 500 kN de capacidade

máxima. As operações de tensionamento e destensionamento do cordão eram feitas através dos actuadores mecânicos. Este tipo de actuadores foi usado para manter constante a força no cordão durante o processo de cura do agente de aderência. Para medição de deslocamentos foram usados deflectómetros eléctricos do tipo CDP-100 da TML, com 100 mm de curso, dois em cada extremidade do cordão. Todos os instrumentos de medição foram ligados a uma unidade de aquisição de dados DattaLogger HBM Spider8. Toda a instrumentação está representada na Figura 4.50.

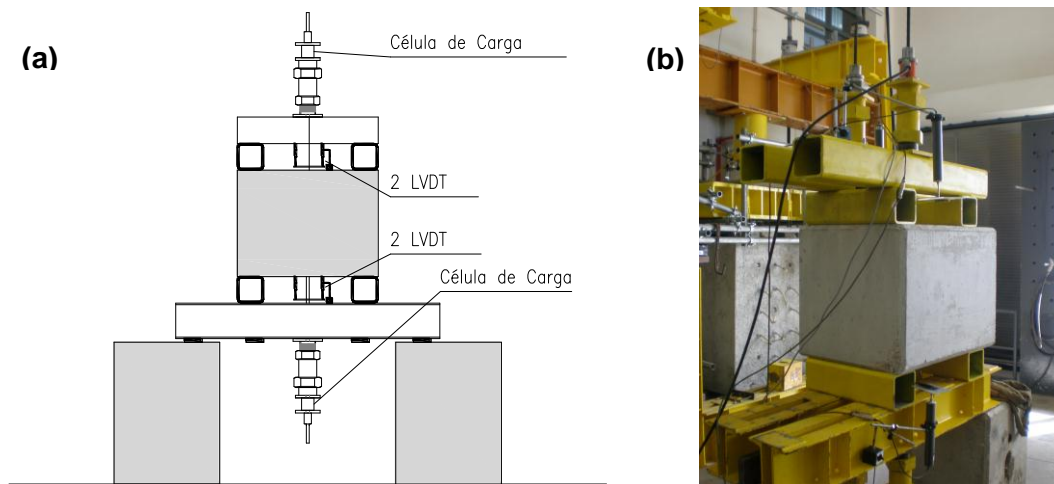


Figura 4.50 – Vista de geral da instrumentação ensaios push-in, (a) alçado e (b) vista geral.

Para se obter o valor correcto do escorregamento junto à face do bloco de betão foi efectuada a média dos valores obtidos pelos dois deflectómetros posicionados em cada extremidade e subtraída a componente elástica da deformação do cordão desde a face de betão até ao ponto de fixação do varão. Cada par de deflectómetros foi colocado a igual distância do cordão e na direcção do seu eixo, eliminando-se assim os efeitos da flexibilidade do cordão.

4.6.4 Execução dos ensaios

Após execução e limpeza do furo, é introduzido o cordão limpo que é tensionado até se atingir a carga determinada, sendo posteriormente o furo injectado com o agente de aderência. Depois da cura do agente de aderência (24 horas no caso dos agentes de aderência com base numa resina epoxídica e 14 dias no caso da calda de cimento) o cordão era destensionado pela base através do actuador posicionado sob o bloco, gerando tensões de aderência, até se atingir uma força nula na respectiva célula de carga, registando-se continuamente os valores de forças e deslocamentos em ambas as extremidades (base e

topo). Após o destensionamento total do cordão na base, procede-se ao tensionamento do cordão no topo, no sentido do seu arrancamento, para medir o valor da força máxima por arrancamento. Perto do final dos ensaios é possível observar o deslizamento do cordão, com rotação helicoidal, na interface cordão/agente de aderência de acordo com a forma da superfície do cordão. Este tipo de comportamento foi observado em todos os ensaios.

4.6.5 Análise dos resultados

4.6.5.1 Deslocamentos e forças

Os pares de deflectómetros colocados um na base e outro no topo do bloco de betão permitiram determinar os escorregamentos do cordão, após a eliminação da componente de deformação elástica do mesmo, em ambas as extremidades. Com base nos dados obtidos foi possível traçar dois tipos de gráficos: um gráfico comparando forças em ambas as extremidades (P_b -força na base, P_t -força no topo) e um gráfico comparando a força transmitida ($P_{trans}=P_t-P_b$) com o escorregamento em ambas as extremidades.

(1) Sistema HILTI

Nas Figuras 4.51 a 4.64 apresentam-se os resultados dos ensaios, em que o ponto A corresponde ao ponto a partir do qual se inicia o destensionamento do cordão na base (neste ponto a força no topo é igual à força na base $P_{bA}=P_{tA}$) e o ponto B (nesta fase $P_{bB}\neq P_{tB}$) aquele em que na extremidade de topo se regista um decréscimo de força. Relembrando o processo construtivo do sistema de reforço proposto, verifica-se que a força máxima que se pode pré-instalar no cordão depende da capacidade aderente promovida pelo agente de aderência, uma vez que se pretende que a força pré-instalada no cordão seja inferior à permitida por razões de aderência, ou seja, pretende-se que não hajam perdas de força por aderência no cordão na zona não selada, durante o processo de destensionamento. É nesta fase que é importante ter em conta o valor da força transmitida por aderência calculada tendo por base as forças em ambas as extremidades no ponto B.

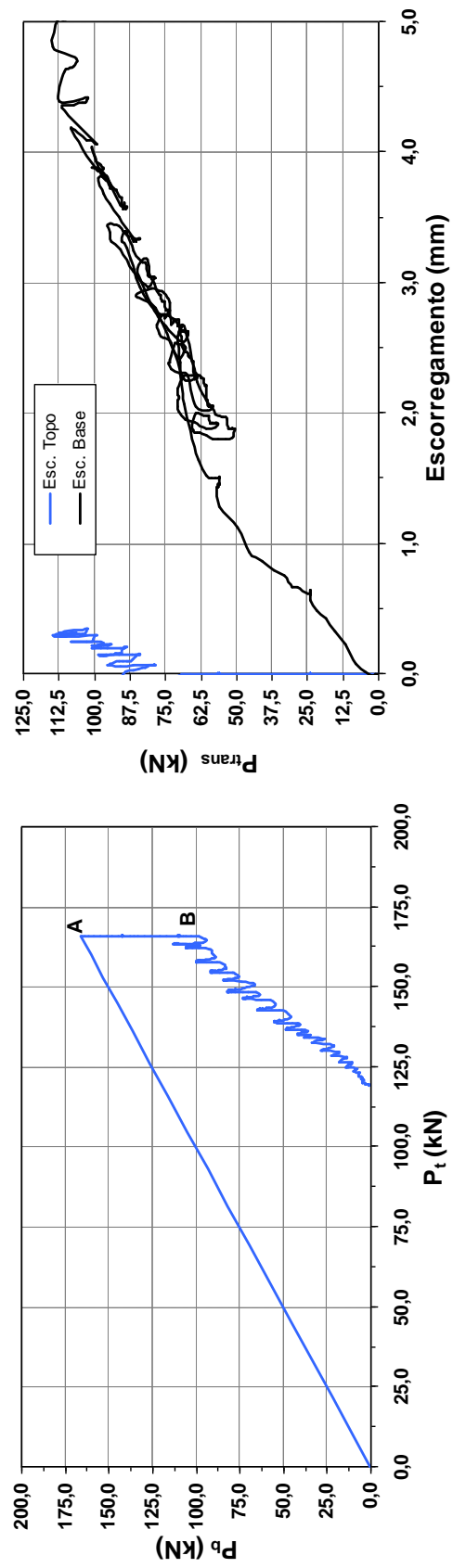


Figura 4.51 – Resultados para o provete PI-H1-250.

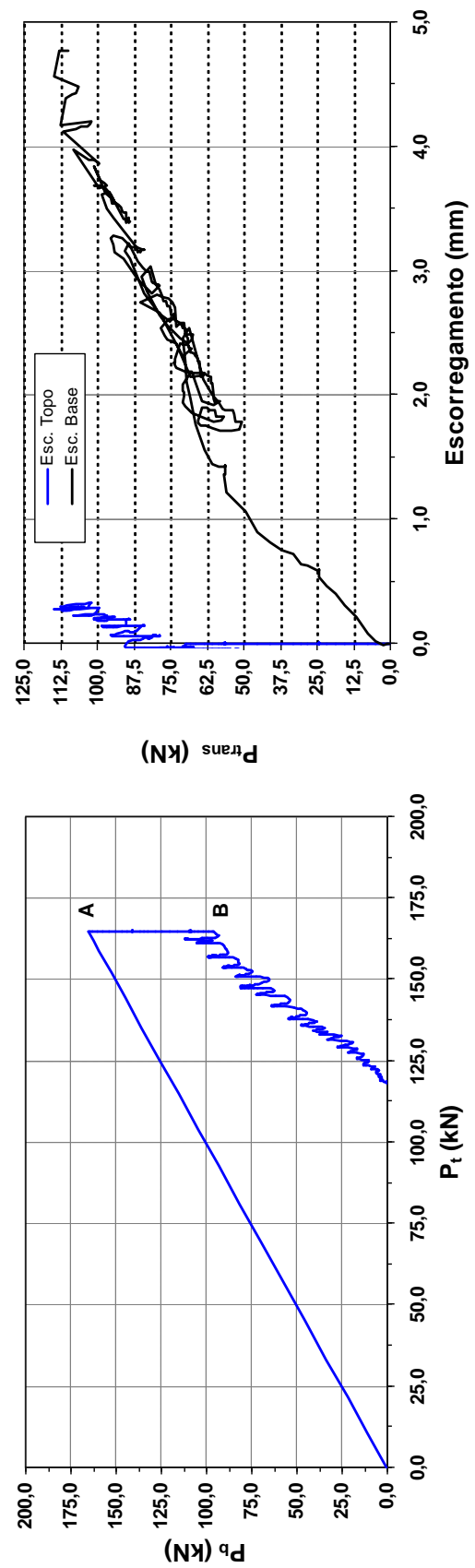


Figura 4.52 – Resultados para o provete PI-H2-250.

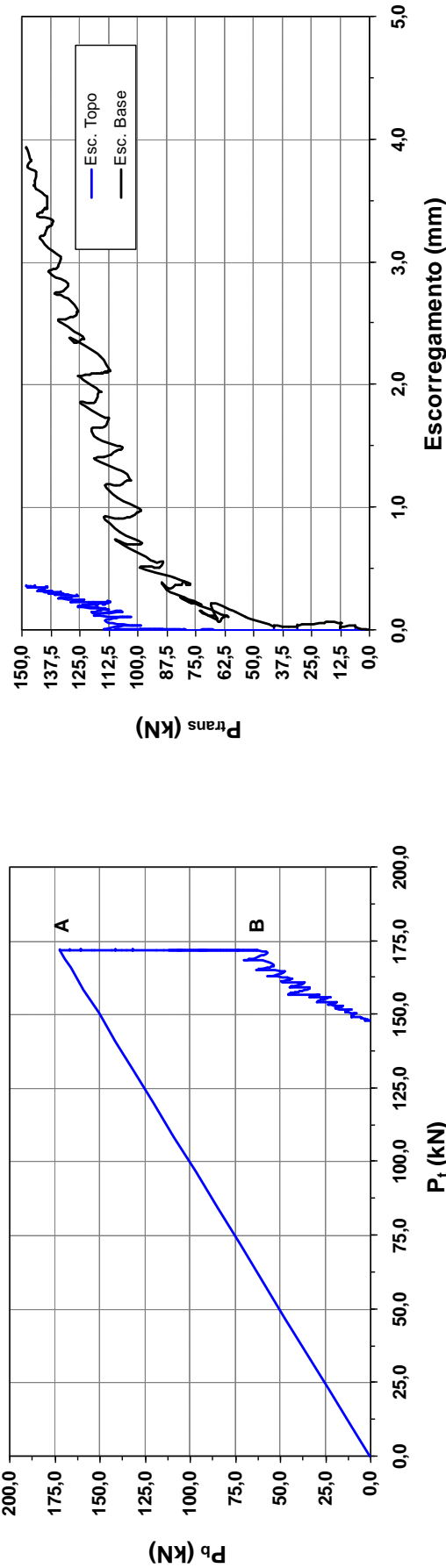


Figura 4.53 – Resultados para o provete PI-H1-350.

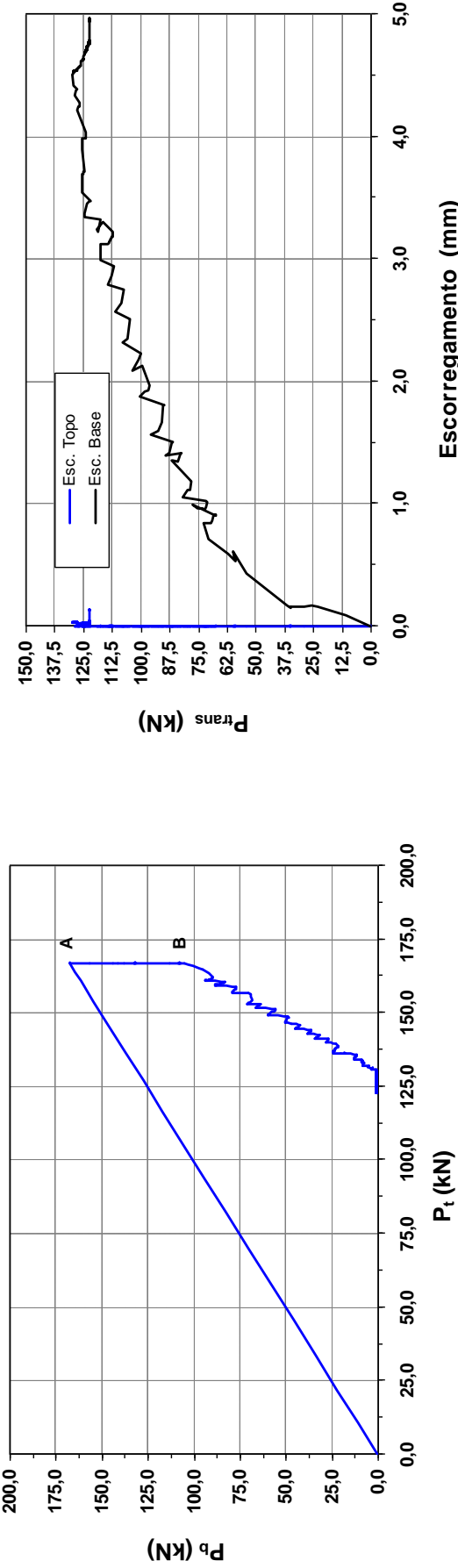


Figura 4.54 – Resultados para o provete PI-H2-350.

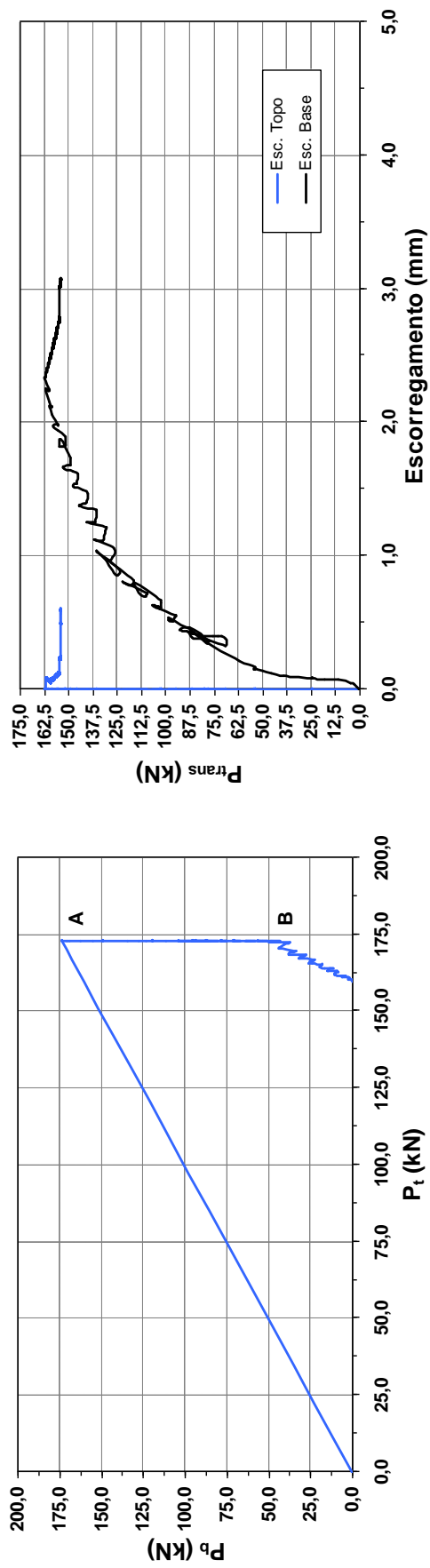


Figura 4.55 – Resultados para o provete PI-H1-450.

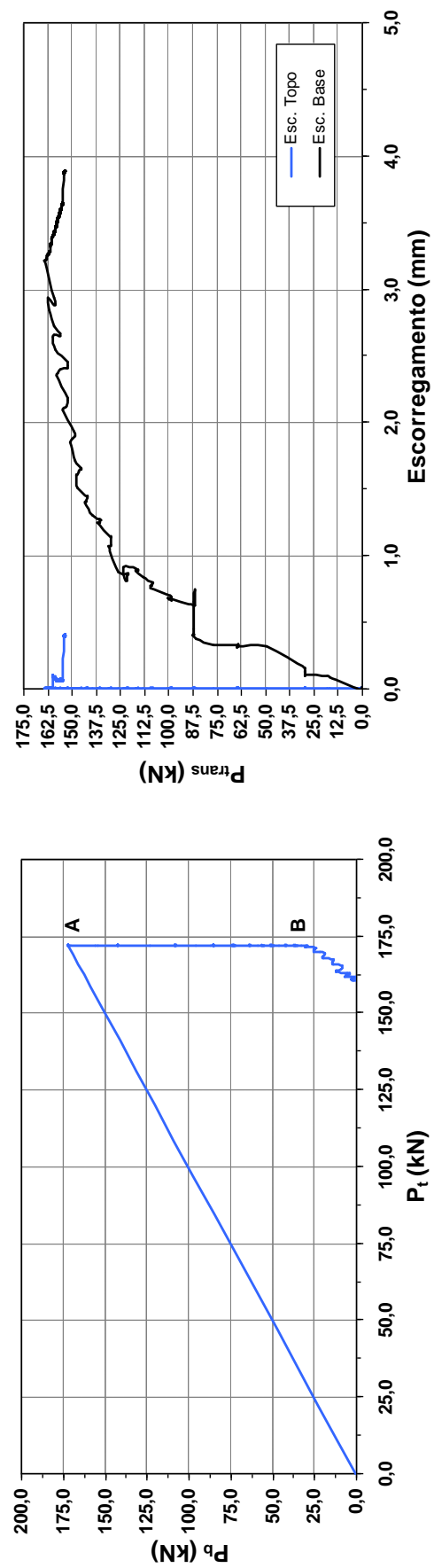


Figura 4.56 – Resultados para o provete PI-H2-450.

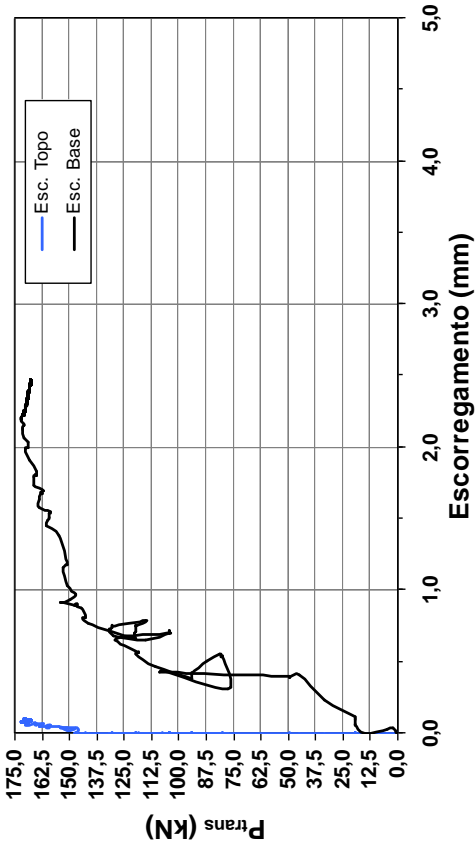


Figura 4.57 – Resultados para o provete PI-H1-550.

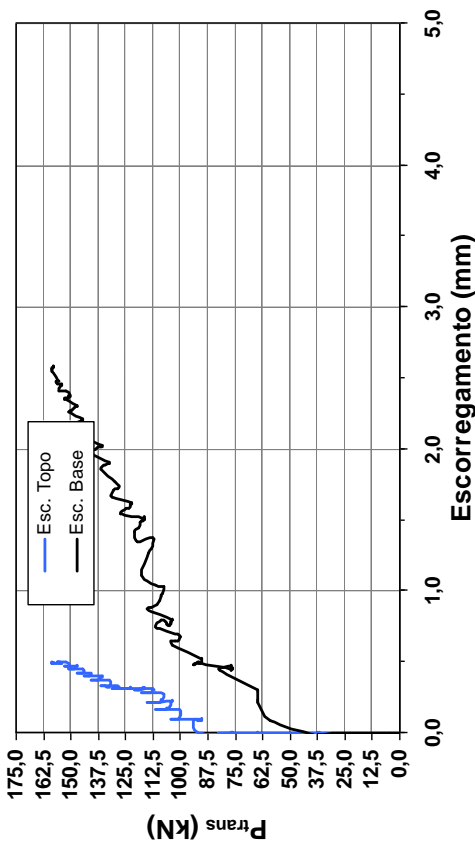
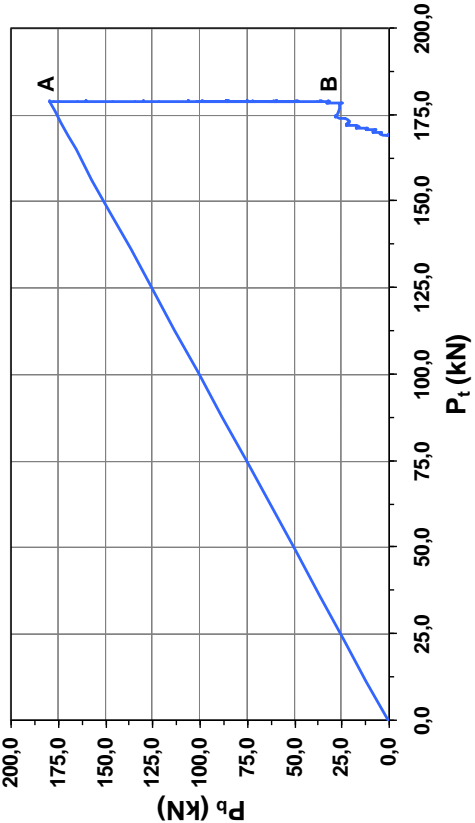


Figura 4.58 – Resultados para o provete PI-H2-550.



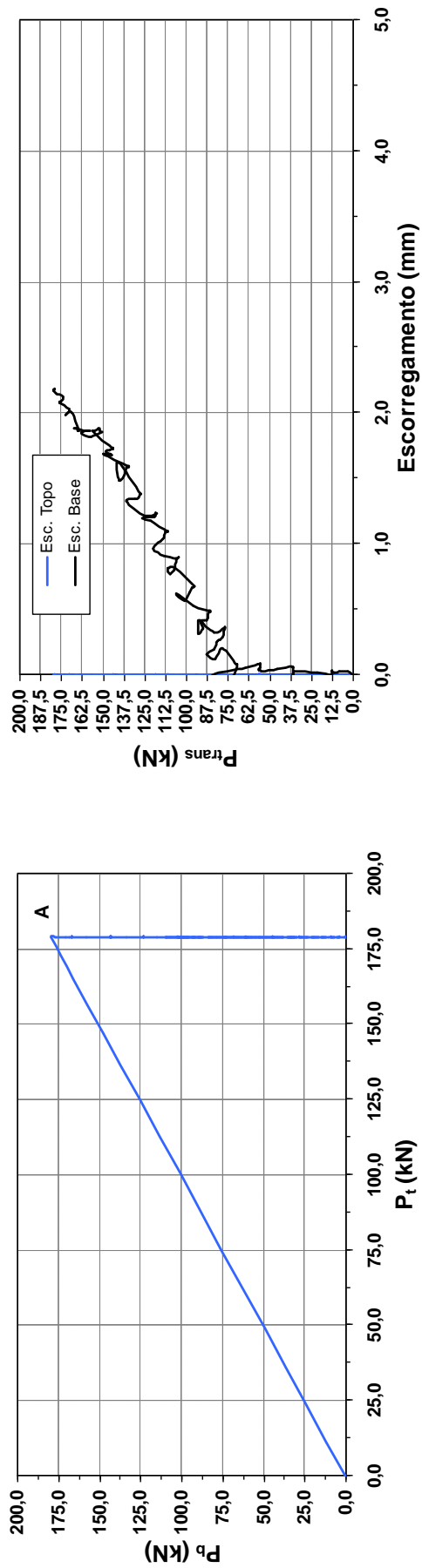


Figura 4.59 – Resultados para o provete PI-H1-650.

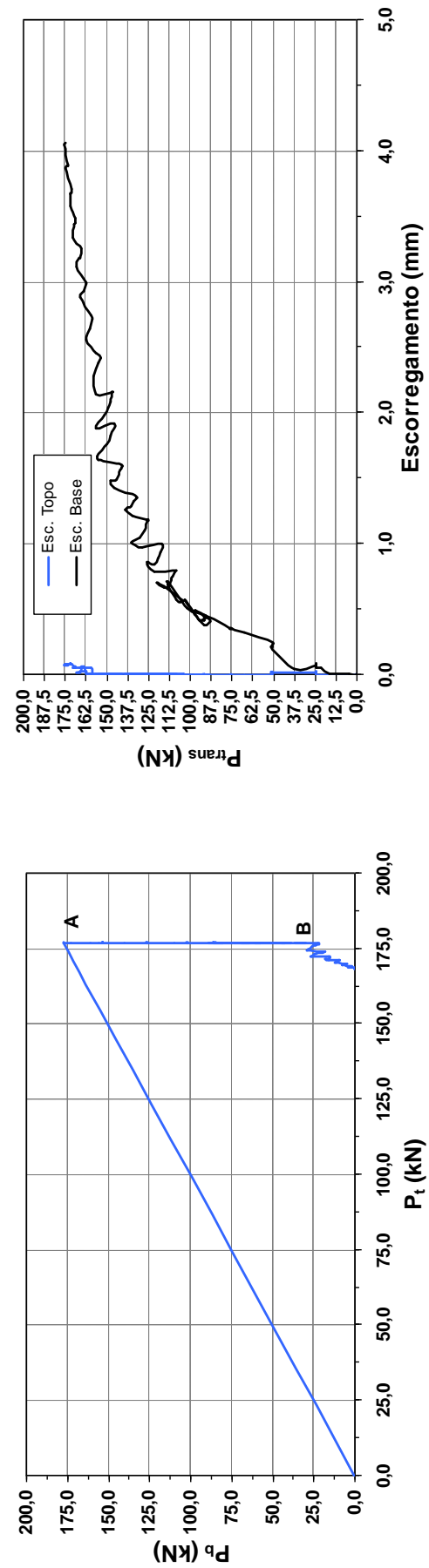


Figura 4.60 – Resultados para o provete PI-H2-650.

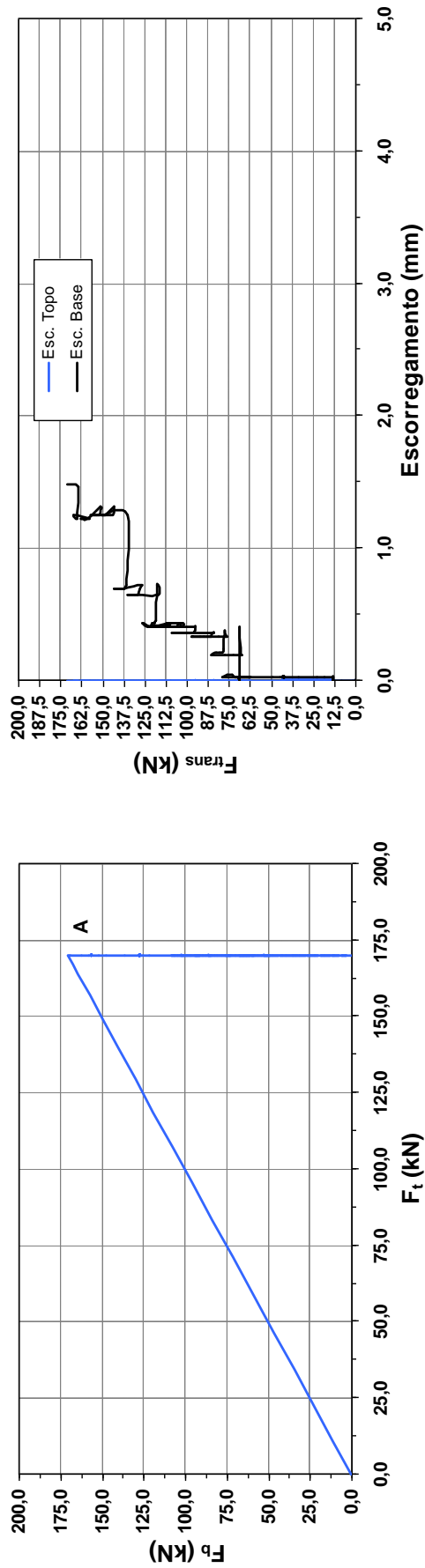


Figura 4.61 – Resultados para o provete PI-H1-800.

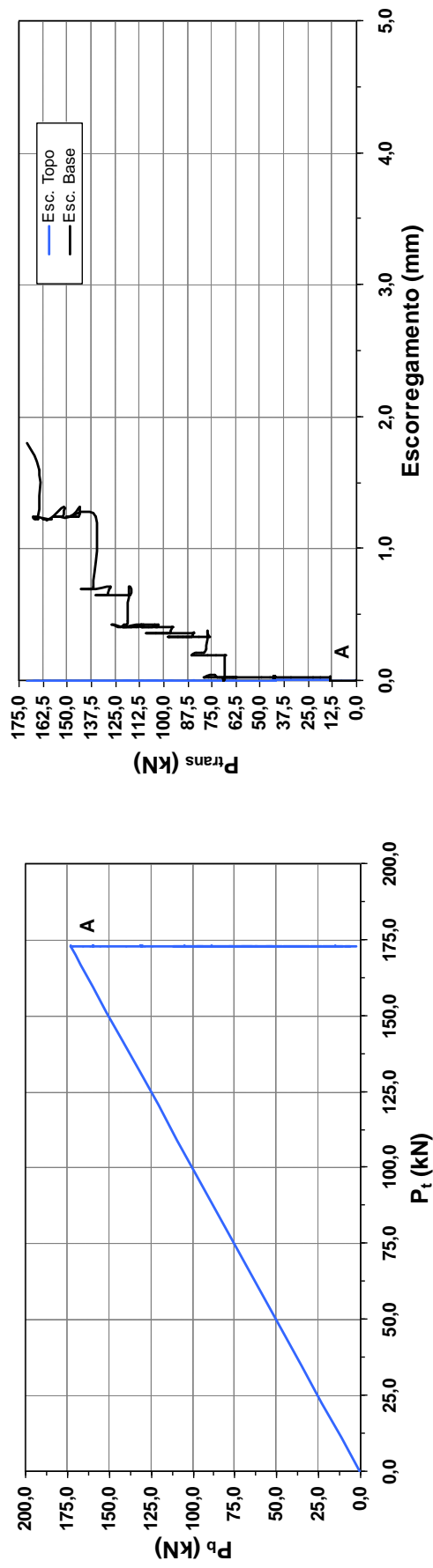


Figura 4.62 – Resultados para o provete PI-H2-800.

(2) Calda de cimento

De seguida apresentam-se os resultados obtidos a partir de dois ensaios usando como agente de aderência a calda de cimento.

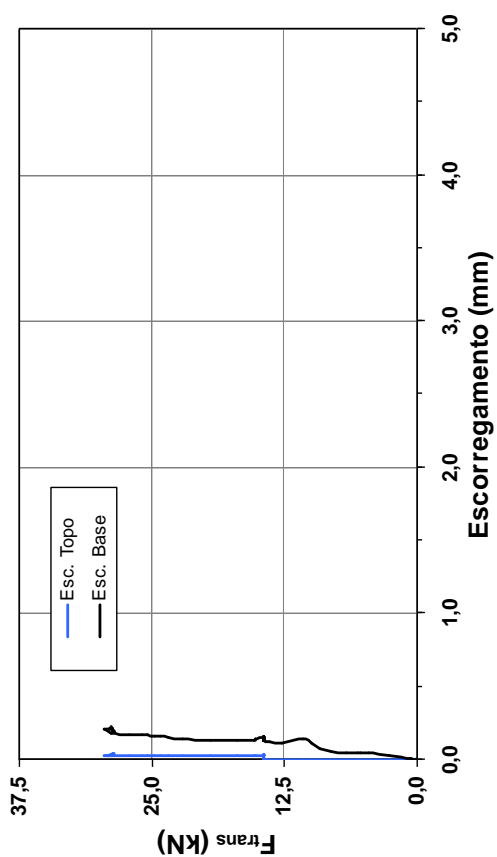


Figura 4.63 – Resultados para o provete PI-C1-550.

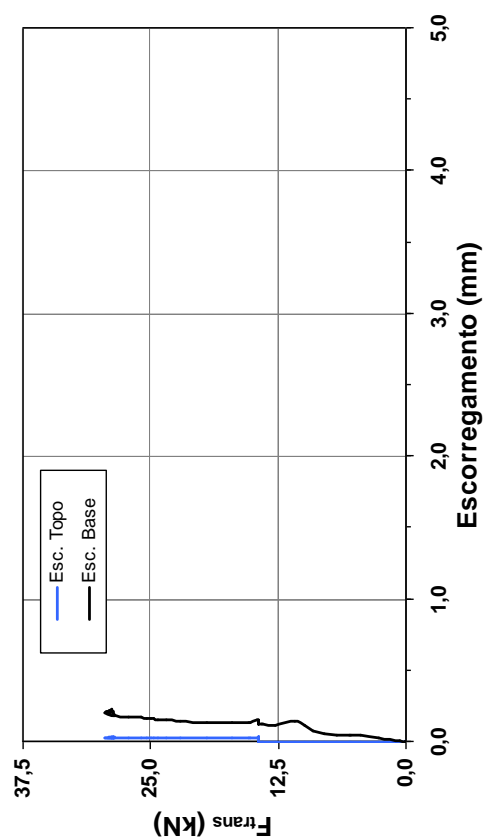
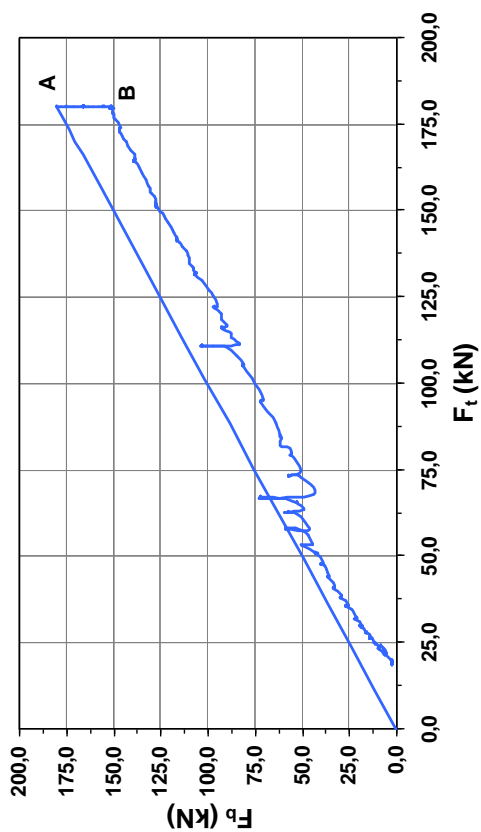
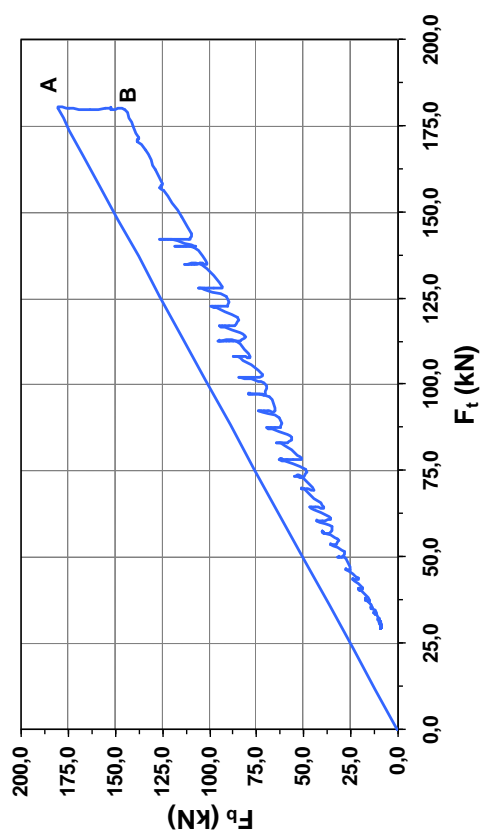


Figura 4.64 – Resultados para o provete PI-C2-550.



4.6.5.2 Considerações finais

Nos quadros seguintes (Quadros 4.16 e 4.17), apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de *push-in*. Apresenta-se a força inicial (correspondente ao ponto A nos gráficos - $P_{tA}=P_{bA}$), a força na base correspondente ao ponto B (neste ponto a força no topo é igual à força inicial) e o escorregamento na extremidade base correspondente ao ponto B.

Quadro 4.16 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de *push-in*, sistema HILTI HIT RE-500.

Provete	$P_{tA}^{(1)}=P_{bA}^{(2)}$ (kN)	$P_{bB}^{(3)}$ (kN)	$P_{transB}^{(4)}=P_{tB}-P_{bB}$ (kN)	Escorregamento em (B) na Base (mm)
PI-H1-250	166.0	110.1	55.9	1.3
PI-H2-250	165.0	98.8	66.2	1.8
PI-H1-350	172.0	64.4	107.6	0.8
PI-H2-350	167.0	105.1	61.9	0.5
PI-H1-450	173.0	47.1	125.9	0.9
PI-H2-450	172.0	35.0	137.0	1.3
PI-H1-550	179.0	32.4	146.6	0.9
PI-H2-550	173.0	81.8	91.2	0.5
PI-H1-650	179.0	0.0	—	2.2
PI-H2-650	177.0	21.4	155.6	1.7
PI-H1-800	170.0	0.0	—	1.8
PI-H2-800	173.0	0.0	—	1.5

⁽¹⁾ força no topo correspondente ao ponto A; ⁽²⁾ força na base correspondente ao ponto A; ⁽³⁾ força na base correspondente ao ponto B; ⁽⁴⁾ força transmitida por aderência correspondente ao ponto B.

Quadro 4.17 – Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de *push-in*, calda de cimento.

Provete	$P_{tA}^{(1)}=P_{bA}^{(2)}$ (kN)	$P_{bB}^{(3)}$ (kN)	$P_{transB}^{(4)}=P_{tB}-P_{bB}$ (kN)	Escorregamento em (B) na Base (mm)
PI-C1-550	180.0	151.0	29.0	0.2
PI-C2-550	180.0	152.0	28.0	0.2

⁽¹⁾ força no topo correspondente ao ponto A; ⁽²⁾ força na base correspondente ao ponto A; ⁽³⁾ força na base correspondente ao ponto B; ⁽⁴⁾ força transmitida por aderência correspondente ao ponto B.

A dispersão de resultados registada é função de vários factores, nomeadamente a variabilidade das características do agente de aderência, o posicionamento do cordão no interior do furo, a injeção, as condições de limpeza do furo e do estado de limpeza dos cordões.

Como se pode verificar, por observação dos resultados experimentais, o sistema HILTI é o que apresenta melhores características de aderência, uma vez que permite uma maior transmissão de força relativamente à calda de cimento. Comparando os dois produtos estudados, verifica-se que o uso da calda de cimento não é vantajoso, mesmo tendo em conta que neste caso existem melhores condições para o desenvolvimento do efeito de Hoyer, uma vez que os produtos cimentícios apresentam melhores características de deformabilidade que os agentes de aderência estudados. É de esperar que a calda de cimento estudada apresente um módulo de elasticidade na ordem dos 15 GPa a 20 GPa [90], valores estes, quatro a cinco vezes superiores aos do agente HILTI, no entanto, para que este efeito se desenvolva também é necessário que existam boas características de atrito na interface cordão/agente de aderência e tal como tinha já sido mencionado por Leonhardt [180], a não existência de agregados na calda de cimento não favorece este efeito. Assim sendo, verifica-se que no caso dos sistemas de base epoxídica e a partir dos resultados obtidos, que as componentes de adesão e de atrito/efeito mecânico da aderência são os mais importantes, lembrando que no caso normal (betão) a adesão tem uma contribuição desprezável.

Após a perda da componente de adesão (na zona onde se dá o destensionamento do cordão), a aderência é promovida, então, por uma conjugação do efeito de atrito e efeito mecânico promovido pela forma da superfície do cordão.

Assim, o sistema mais indicado para usar com este tipo de ancoragem será um agente de aderência com boas características de adesividade, de rigidez e de atrito. Daí que nos ensaios que se seguem (ensaio de longa duração e de reforço de lajes), se tenha optado por não usar a calda de cimento. Com base nos resultados obtidos para os vários agentes de aderência, é claro que, apesar da calda de cimento ser mais económica, apresenta baixas características de aderência relativamente às obtidas com o agente de aderência da HILTI.

Após o ensaio *push-in*, fez-se um ensaio de *pull-out* a partir da extremidade de topo, de forma a determinar qual o valor da resistência da ancoragem, no caso do sistema HILTI, cujos resultados são apresentados no Quadro 4.18.

Quadro 4.18 – Forças de aderência em *pull-out* após ensaio de *push-in*, sistema HILTI HIT RE-500.

Provete	P_{\max} (<i>pull-out</i>) (kN)
POPI-H1-250	137.0
POPI-H2-250	135.0
POPI-H1-350	195.3
POPI-H2-350	195.1
POPI-H1-450	235.0
POPI-H2-450	237.0
POPI-H1-550	Rotura pelo cordão
POPI-H2-550	Rotura pelo cordão
POPI-H1-650	Rotura pelo cordão
POPI-H2-650	Rotura pelo cordão
POPI-H1-800	Rotura pelo cordão
POPI-H2-800	Rotura pelo cordão

⁽¹⁾ força máxima em *pull-out* após o ensaio *push-in*.

4.7 ENSAIOS A LONGO PRAZO

4.7.1 Descrição dos modelos e execução dos ensaios

Os modelos aqui descritos pretendem estudar o comportamento em relação à aderência a longo prazo de cordões de aço inicialmente tensionados e posteriormente selados com o agente de aderência HILTI. Após cura do agente de aderência (24 horas) o cordão é destensionado de um dos lados, isto é, a força de pré-esforço é transferida para o betão, ao longo do tempo registando-se os valores de força na extremidade oposta à de destensionamento. Os ensaios tiveram a duração de 490 dias. Os modelos de ensaio consistem em blocos de betão armado iguais aos descritos na secção 4.5.1. Os cordões foram tensionados da forma descrita para os ensaios de *push-in*, sendo as células de carga colocadas apenas no topo do bloco. Os furos foram feitos usando brocas para betão com ponta de tungsténio modelo TE-YX da HILTI e o perfurador do tipo electro-pneumático modelo TE-50 da HILTI. As brocas tinham 18 mm de diâmetro e foram ensaiados dois cordões com 500 mm e outros dois com 400 mm de comprimento de selagem. Nas Figuras 4.65 e 4.66, está representado a geometria dos modelos de ensaio, e vistas gerais dos mesmos.

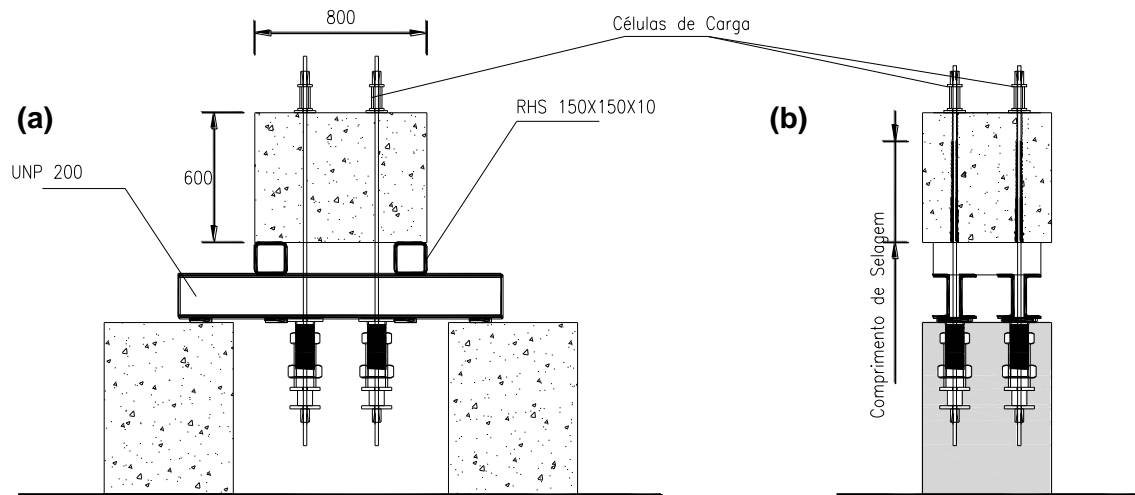


Figura 4.65 – Geometria dos modelos para ensaios a longo prazo, (a) corte longitudinal e (b) corte transversal. (desenho sem escala e dimensões em mm)

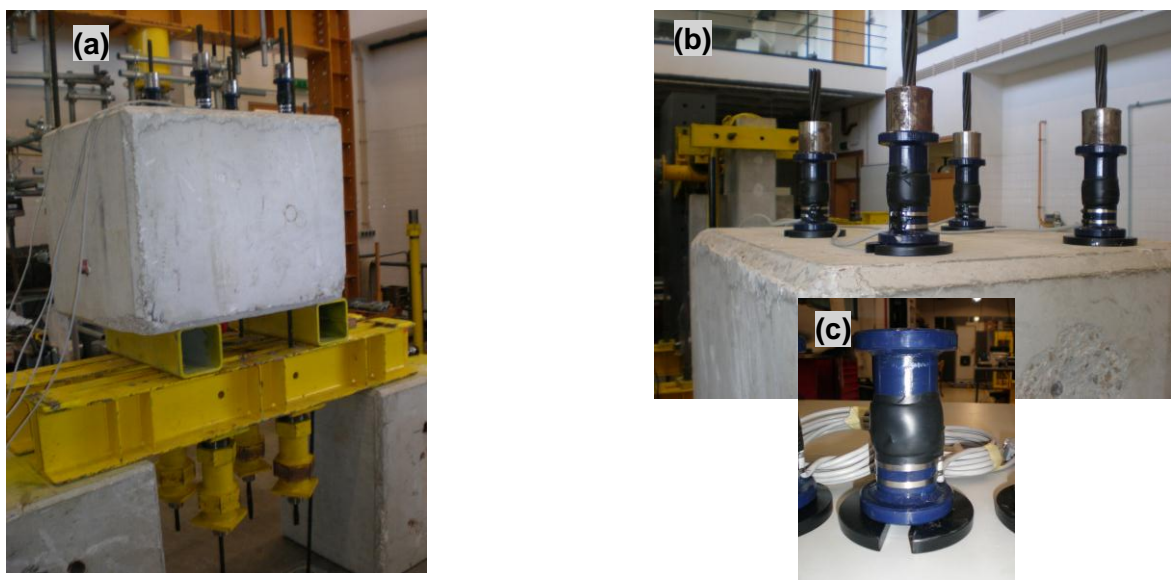


Figura 4.66 – Vista geral de um modelo de ensaio a longo prazo, (a) tensão dos cordões, (b) e (c) células de carga.

Para estes ensaios, no comprimento de cordão em que não se pretende mobilizar a aderência foi igualmente usada uma fita adesiva untada com massa consistente, impedindo assim a aderência entre o cordão e o agente de aderência, tal como referido anteriormente.

4.7.2 Caracterização dos materiais

Os materiais usados possuem as características referidas nas secções anteriores. Relativamente ao betão do bloco foram moldados três provetes cúbicos com 150mm de lado, tendo sido posteriormente ensaiados à compressão aos 28 dias segundo a norma NP EN 12390-3 [155]. Os resultados para os blocos resultaram em valores médios de cerca de $f_{cm}=25.2$ MPa em provetes cúbicos correspondendo a um valor de cerca de $f_{cm}=20.2$ MPa em provetes cilíndricos, tendo sido o valor de f_{cm} obtido através da Exp. (4.6).

4.7.3 Instrumentação dos ensaios

Relativamente a estes ensaios, existiam unicamente as células de carga que permanecerem durante toda a duração do ensaio. A instrumentação pode ser visualizada nas Figuras 4.65 e 4.66. Para a realização dos ensaios de longo prazo era necessário dispor de quatro células de carga, que pudessem estar em uso permanente durante um longo período de tempo. Assim, foram projectadas e fabricadas exclusivamente para estes ensaios de longa duração 4 células de carga, por forma a não ocupar em permanência as outras células de carga existentes no laboratório. A descrição detalhada destas células de carga está exposta no Anexo I.

4.7.4 Análise dos resultados

Com base nas células de carga foi possível monitorizar a variação de carga ao longo do tempo, cujos registos podem ser visualizados nos gráficos das Figuras 4.67 e 4.68.

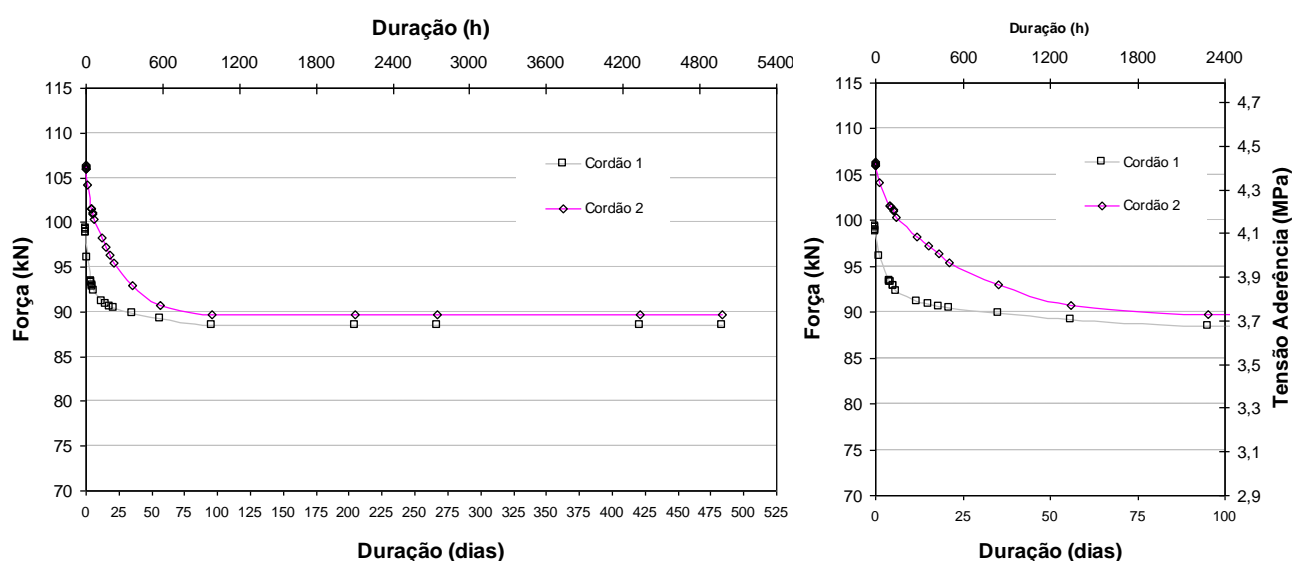


Figura 4.67 – Evolução de forças e tensões de aderência médias ao longo do tempo (500 mm de comprimento de selagem).

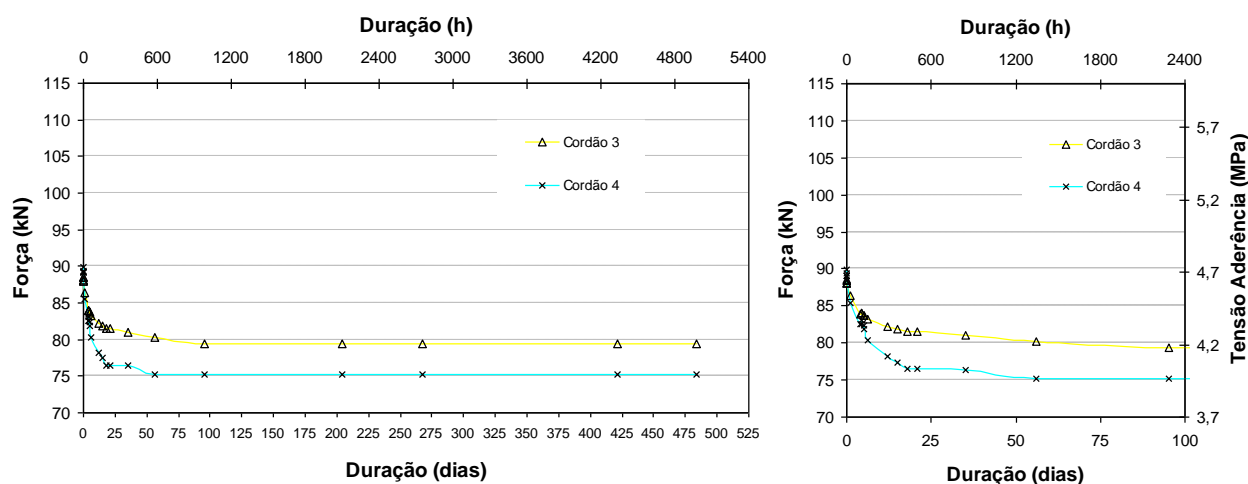


Figura 4.68 – Evolução de forças e tensões de aderência médias ao longo do tempo (400 mm de comprimento de selagem).

As forças iniciais introduzidas nos cordões foram de 99.4 kN (corresponde a uma tensão uniforme de 4.2 MPa) e de 106.4 kN (corresponde a uma tensão uniforme de 4.5 MPa) para os cordões 1 e 2 (comprimento de selagem = 500 mm), respectivamente, e de 88.5 kN (corresponde a uma tensão uniforme de 4.6 MPa) e 89.4 kN (corresponde a uma tensão uniforme de 4.7 MPa) para os cordões 3 e 4 (comprimento de selagem = 400 mm), respectivamente. Os cordões foram destensionados 24 horas após injeção do agente de aderência e com base nos resultados dos ensaios verifica-se que desde o início do ensaio houve uma perda média de cerca de 13% da força inicial em todos os cordões, sendo que grande parte desta se deu nos primeiros dois meses, estabilizando daí em diante.

4.8 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA

4.8.1 Análise dos resultados

Tal como descrito na secção 4.4.2.1, vários estudos ([71], [167], [192]) propuseram a adopção de uma modelo de tensão de aderência uniforme ao longo do comprimento de selagem para o dimensionamento de ancoragens adesivas, com determinados limites. Já em relação à determinação do comprimento de transmissão, também vários estudos relativos a aderência entre cordões e betão ([78], [118], [245]) mostraram ser razoável assumir uma distribuição linear de tensões no cordão ao longo do comprimento de transmissão, ou seja, admitindo uma distribuição de tensões de aderência uniforme ao longo do mesmo. No entanto, é claro que estes pressupostos representam apenas simplificações

do comportamento real por forma a tornar mais prática a sua aplicação e também a sua inclusão em documentos normativos.

A aderência entre um cordão e o betão usando um agente de aderência pode ser analiticamente descrita através de uma relação local entre a tensão de aderência e o escorregamento, a qual pode ser usada na determinação do comprimento de transmissão para uma determinada força e na determinação da força máxima de arrancamento.

Para a determinação daquela relação local recorre-se a ensaios com um comprimento de selagem relativamente curto, onde se pode assumir que a distribuição de tensões de aderência ao longo do comprimento de selagem é uniforme. Para este efeito podem-se usar os ensaios de *pull-out* com comprimento de selagem de 100 mm, com uma relação $h_{ef}/d=6.6$. Esta análise é feita para o agente de aderência HILTI HIT RE-500 uma vez que de entre os produtos estudados, foi este que foi capaz de promover maior capacidade aderente e o que mais se adequa ao sistema de reforço proposto.

Na Figura 4.69 apresentam-se os resultados dos ensaios de *pull-out* com 100 mm de comprimento de selagem onde se relaciona a tensão de aderência com o escorregamento.

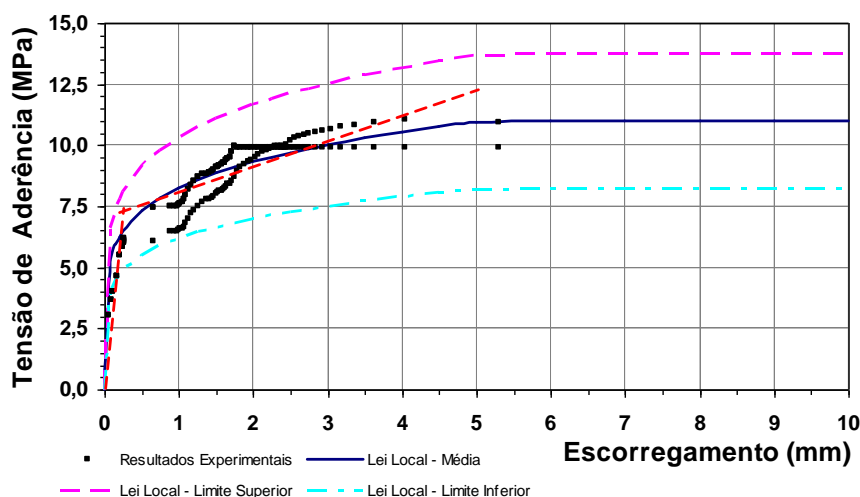


Figura 4.69 – Resultados dos ensaios de *pull-out* (tensão de aderência/escorregamento) com 100 mm de comprimento de selagem e lei local.

Por observação dos resultados verifica-se que o comportamento até se atingir a tensão de aderência máxima pode ser traduzido por aproximadamente dois troços rectos, obtidos por regressão linear. No entanto, neste trabalho optou-se pela utilização de uma lei não linear, que foi determinada de forma a que a área sob esta fosse igual à área sob as duas

rectas mantendo a mesma energia dissipada por aderência, denominada de lei de aderência local média. Complementarmente foi tida em conta a dispersão de resultados através da adopção de leis limite superior e inferior com 25% de diferença em relação à lei média. Estas leis são determinadas multiplicando a lei média por 1.25 e por 0.75 para o limite superior e inferior, respectivamente. A lei de aderência local média é a seguinte:

$$\tau_b(\delta) = C \cdot \delta^b \quad \delta \leq 5/15.2 \quad (4.9)$$

$$\tau_b(\delta) = 11.0 \quad \delta > 5/15.2 \quad (4.10)$$

com $C=13.4$, $b=0.175$ e em que δ representa a relação entre o escorregamento e o diâmetro nominal do cordão ($d_c=15.2$ mm neste caso).

O comportamento de um cordão de pré-esforço solicitado à tracção embebido num elemento de betão está representado na Figura 4.70.

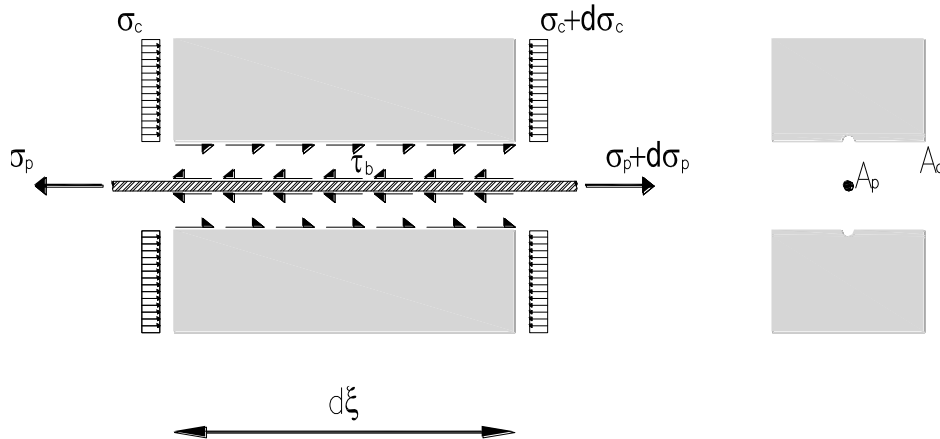


Figura 4.70 – Equilíbrio de forças num elemento.

em que σ_p representa a tensão nos cordões de pré-esforço, σ_c a tensão no betão e τ_b a tensão de aderência. Na Figura 4.70 constata-se que a força transmitida por aderência ao longo de uma fracção elementar $d\xi$ é igual à variação de força no cordão de pré-esforço, pelo que o equilíbrio de forças é dado pela Exp. (4.11):

$$\tau_b(\xi) = \frac{A_p}{d_c \cdot \pi} \cdot \frac{d\sigma_p(\xi)}{d\xi} \quad (4.11)$$

Tendo em conta os deslocamentos relativos entre o cordão de pré-esforço e o betão, a condição de compatibilidade traduz-se da seguinte forma: a variação local do escorregamento é igual à diferença entre as extensões no cordão e as extensões no betão, dado pela Exp. (4.12):

$$\frac{d\delta(\xi)}{d\xi} = \varepsilon_p(\xi) - \varepsilon_c(\xi) \quad (4.12)$$

Fazendo a integração da Exp. (4.12) obtém-se o valor do escorregamento (Exp. (4.13)):

$$\delta(\xi) = u_p(\xi) - u_c(\xi) \quad (4.13)$$

em que u_p e u_c são o deslocamento do cordão e do betão, respectivamente. Tendo em conta as condições de equilíbrio (Exp. (4.11)), compatibilidade (Exp. (4.13)), considerando comportamento elástico do aço e do betão e assumindo a mesma relação tensão de aderência/escorregamento local ao longo de todo o comprimento selado, a equação que governa o fenómeno é dada por Balázs [25]:

$$\delta''(\xi) - K \cdot \tau_b[\delta(\xi)] = 0 \quad (4.14)$$

onde $K = \frac{4 \cdot (1 + \eta\rho)}{E_p} \Theta$, $\eta = E_p/E_c$, $\rho = A_p/A_c$ e $\Theta = d_c^2 \cdot \pi / (4 \cdot A_p)$, $\xi = x/d_c$ representa a coordenada adimensional da secção e é nula na extremidade livre da ancoragem (extremidade não solicitada) no caso dos ensaios *pull-out* e no final do comprimento de transmissão (extremidade onde tensão no aço é igual à tensão inicial antes do destensionamento) no caso dos ensaios *push-in*. A solução da Exp. (4.14) em termos de distribuição de escorregamento, distribuição de tensões de aderência e distribuição de tensões no cordão ao longo do comprimento selado, tendo em conta a Exp. (4.9) é apresentada nas Exps. (4.15) a (4.18) [25]:

$$\delta(\xi) = \frac{s(\xi)}{d_c} = A \cdot (\xi + \lambda)^{\frac{2}{1-b}} \quad (4.15)$$

$$\text{em que } A = \left[\frac{2C(1-b)^2(1+\eta\rho)}{E_p(1+b)} \right]^{\frac{1}{1-b}} \text{ e } \lambda = \frac{\frac{2}{1-b} \delta(\xi=0)^{\frac{1-b}{2}} \left(\frac{1-b}{2} \right)}{A^{\frac{1-b}{2}}}.$$

$$\tau_b(\xi) = C \cdot A^b (\xi + \lambda)^{\frac{2b}{1-b}} \quad (4.16)$$

$$\sigma_s(\xi) = \frac{4 \cdot C \cdot A \cdot (1-b)}{1+b} \cdot \left[(\xi + \lambda)^{\frac{1+b}{1-b}} - \lambda^{\frac{1+b}{1-b}} \right] \quad \text{ensaios } pull-out \quad (4.17)$$

$$\sigma_s(\xi) = \sigma_s(\xi=0) - \frac{4 \cdot C \cdot A \cdot (1-b)}{1+b} (\xi)^{\frac{1+b}{1-b}} \quad \text{ensaios } push-in \quad (4.18)$$

As condições de fronteira adoptadas foram $\delta(\xi=0) \neq 0$ e $\delta'(\xi=0)=0$. Verifica-se que nas equações surge um factor λ que traduz a influência de um escorregamento na extremidade livre da ancoragem. No caso do estudo do comprimento de transmissão basta adoptar-se $\lambda=0$, já que neste caso o escorregamento é nulo para $x=0$. Caso se pretenda conhecer qual o comprimento de ancoragem (l_a) ou o comprimento de transmissão (l_t) para uma determinada tensão no cordão podem-se usar as Exps. (4.19) ou (4.20), respectivamente:

$$l_a = \left[\left(\frac{\sigma_s}{\frac{4 \cdot C \cdot A \cdot (1-b)}{1+b}} + \lambda^{\frac{1+b}{1-b}} \right)^{\frac{1+b}{1-b}} - \lambda \right] \cdot d_c \quad (4.19)$$

$$l_t = \left[\left(\frac{\sigma_s}{\frac{4 \cdot C \cdot A \cdot (1-b)}{1+b}} \right)^{\frac{1+b}{1-b}} \right] \cdot d_c \quad (4.20)$$

É importante referir que as Exps. (4.15) a (4.20) são expressões aproximadas quando $\delta(\xi=0) \neq 0$, principalmente no que diz respeito ao cálculo dos escorregamentos, sendo que quanto menor for o escorregamento em $\xi=0$, menor será o erro [25]. Tendo em conta as equações anteriores e que $\rho \approx 0$ nos ensaios realizados, foi realizada uma análise simulando os ensaios de *pull-out* e *push-in*.

Assim sendo, foi possível calcular as forças máximas em *pull-out* (P_{max} para *pull-out*) e as forças transmissíveis por aderência (P_{transB} para *push-in*) conforme o comprimento selado, cujos resultados são apresentados e comparados com os resultados experimentais nas Figuras 4.71 e 4.72, respectivamente.

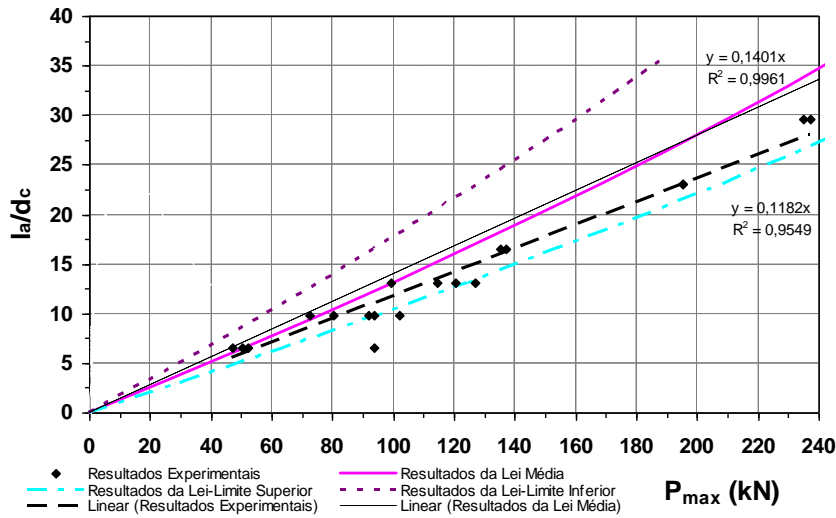


Figura 4.71 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais dos ensaios de *pull-out*.

Na figura anterior apresenta-se a relação entre a carga máxima (P_{\max}) e a relação entre o comprimento de ancoragem (l_a), que é o comprimento de selagem no caso dos ensaios experimentais e o diâmetro nominal do cordão (d_c). Relativamente aos resultados das forças máximas em *pull-out*, verifica-se que a grande maioria dos resultados experimentais situa-se entre os valores calculados com base nas leis locais correspondentes aos limites superior e inferior. Mais concretamente, os valores experimentais estão mais próximos do limite superior, significando que a lei local média, determinada com base nos ensaios com 100 mm de comprimento de selagem, subestima as forças máximas para comprimentos de selagem superiores. Verifica-se também que as forças máximas experimentais aumentam aproximadamente de forma linear com o aumento do comprimento de selagem, como se pode comprovar pela regressão linear realizada com base nos resultados experimentais com um valor de R^2 que é usado para quantificar a capacidade explicativa de um modelo, sendo que quanto mais próximo da unidade menor é o resíduo do mesmo, ou seja, maior é a precisão da aproximação feita e é muito próximo da unidade. O coeficiente R^2 é determinado através da Exp. (4.21).

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - f_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (4.21)$$

em que y_i representa os valores medidos, \bar{y} representa o valor médio e f_i o valor correspondente da função.

Verifica-se também que relativamente aos resultados teóricos e para o intervalo de valores l_a/d_c estudados, estes podem ser determinados com boa precisão através de uma linha, obtida por regressão linear, com um valor de R^2 também muito próximo da unidade, ou seja, a força máxima é directamente proporcional ao comprimento de selagem, o que significa que é admissível adoptar um modelo de tensão uniforme por forma a determinar a força máxima de arrancamento. Na Figura 4.72 está representada a relação entre a carga transmissível (correspondente à carga P_{transB} obtida nos ensaios de *push-in*) e a razão entre o comprimento de transmissão (l_t), que é o comprimento de selagem no caso dos ensaios experimentais e o diâmetro nominal do cordão (d_c).

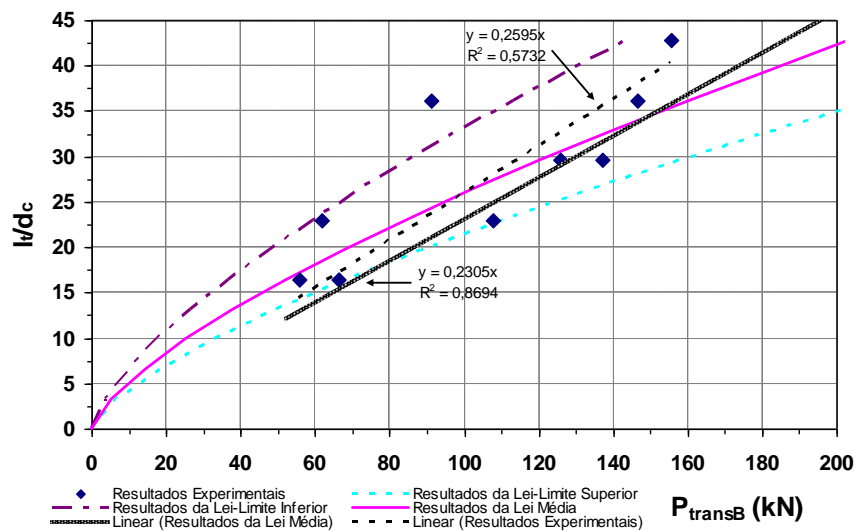


Figura 4.72 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais dos ensaios de *push-in*.

Assim, no que diz respeito aos resultados dos ensaios de *push-in*, verifica-se que estes também se situam entre os valores calculados com base nas leis locais correspondentes aos limites superior e inferior, significando que a lei local calculada com base nos resultados dos ensaios de *pull-out* é aplicável aos ensaios de *push-in*. Assim sendo, pode-se concluir que o efeito de Hoyer referido anteriormente não é significativo nesta situação. Neste caso também se verifica uma tendência para uma subida da carga transmissível proporcional ao aumento do comprimento de transmissão, embora com um valor de R^2 inferior aos obtidos no caso de *pull-out*. Relativamente à regressão realizada aos resultados obtidos através da análise usando a lei média, verifica-se que a regressão linear apresenta uma aproximação razoável, uma vez que $R^2 \approx 0.87$. Já no que diz respeito aos resultados experimentais, verifica-se alguma dispersão dos resultados e portanto um valor de R^2 inferior ao obtido na análise teórica, sendo que esta dispersão de resultados foi já justificada anteriormente. É importante dizer que foi também realizada uma regressão do tipo potência, por forma a aferir

a sua precisão, tendo-se obtido um valor de R^2 próximo ao obtido usando a regressão linear. Assim, e à semelhança do caso de *pull-out*, também neste caso é admissível adoptar um modelo de tensão uniforme por forma a determinar a força transmissível para o intervalo de valores l_f/d_c estudados. A hipótese de uma tensão uniforme ao longo do comprimento de selagem, quer seja em arrancamento quer seja em transmissão, não significa que a tensão de aderência seja constante ao longo daqueles comprimentos, mas sim que o quociente entre as forças máxima ou de transmissão e a área perimetral de selagem é aproximadamente constante. A título de exemplo nas Figuras 4.73 e 4.74 apresentam-se os resultados teóricos da evolução das tensões de aderência, tensões no cordão e escorregamentos ao longo do comprimento selado, no caso de um ensaio de *pull-out* (no momento em que se atinge a carga máxima) e de um ensaio de *push-in* (para a carga máxima transmissível), respectivamente.

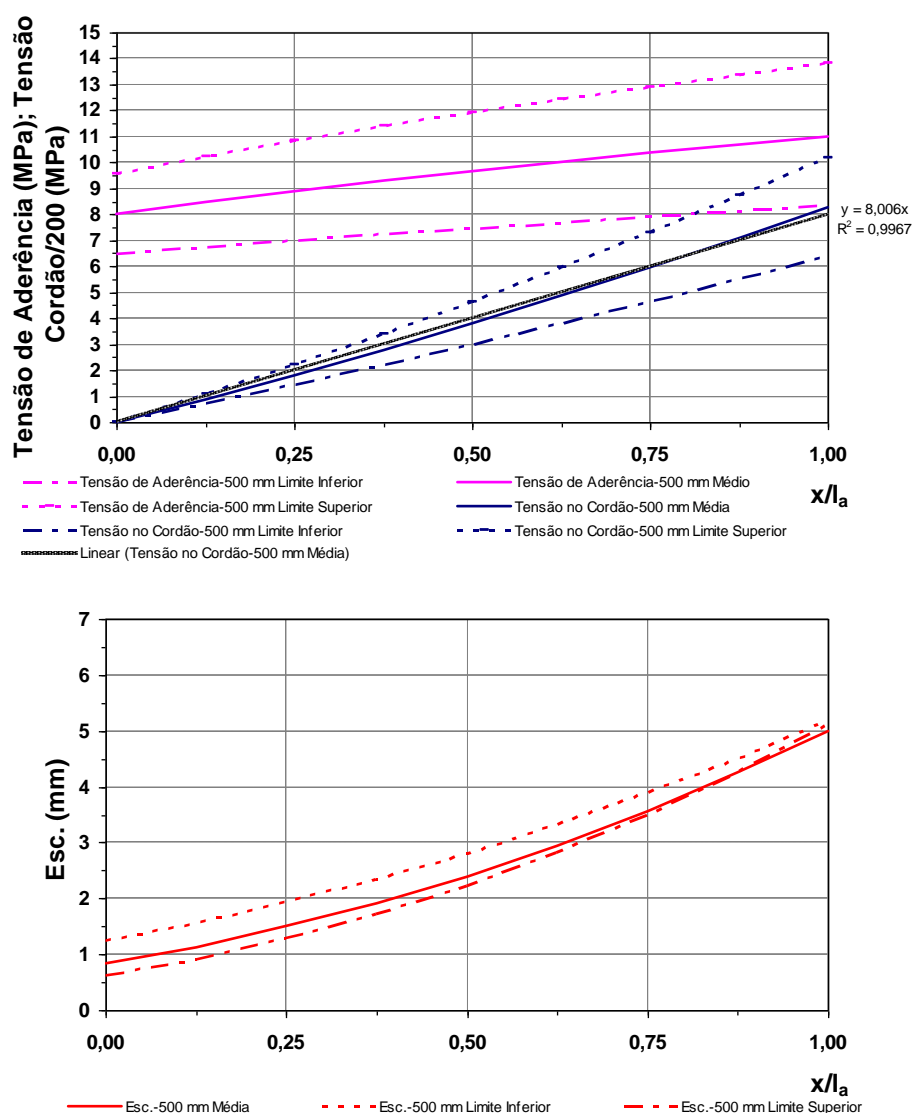


Figura 4.73 – Distribuição teórica de tensões de aderência, tensões no cordão e escorregamento ao longo do comprimento de selagem (500 mm) de um ensaio *pull-out*.

Por observação das Figuras 4.73 e 4.74 verifica-se que as tensões de aderência não são constantes ao longo do comprimento de selagem e portanto, a distribuição de tensões nos cordões não é linear. No entanto, em ambos os casos, é possível aproximar a distribuição de tensões no cordão por uma linha recta com boa precisão, tal como se pode comprovar pelas regressões lineares apresentadas nas figuras.

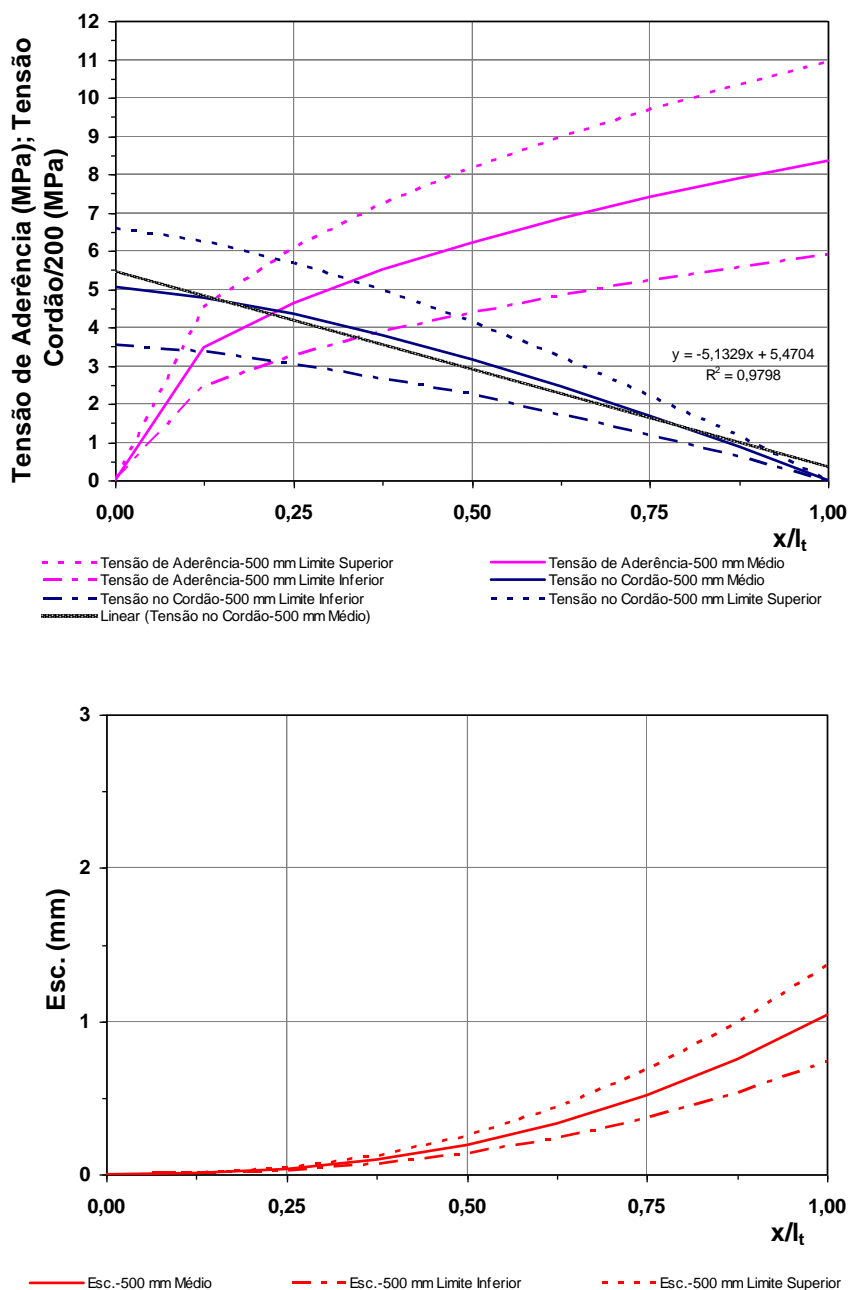


Figura 4.74 – Distribuição teórica de tensões de aderência, tensões no cordão e escorregamento ao longo do comprimento de selagem (500 mm) de um ensaio *push-in*.

É também interessante comparar os resultados obtidos experimentalmente e teoricamente para o escorregamento na extremidade base nos ensaios de *push-in*, usando a expressão de Guyon [120], que permite calcular o comprimento de transmissão com base no escorregamento na extremidade de base (ou extremidade livre num caso real):

$$l_t = \alpha \frac{\delta \left(\xi = \frac{l_t}{d_c} \right) \cdot E_p \cdot A_p}{P_{transB}} \quad (4.22)$$

em que α traduz a forma da distribuição das tensões de aderência ao longo da zona de transmissão, tomando um valor de 2 no caso de distribuição uniforme e de 3 no caso de distribuição linear das tensões de aderência. A Figura 4.75 mostra a comparação de valores obtidos usando as expressões (4.15) e (4.22) usando $\alpha=2$ e $\alpha=3$, com os valores obtidos experimentalmente.

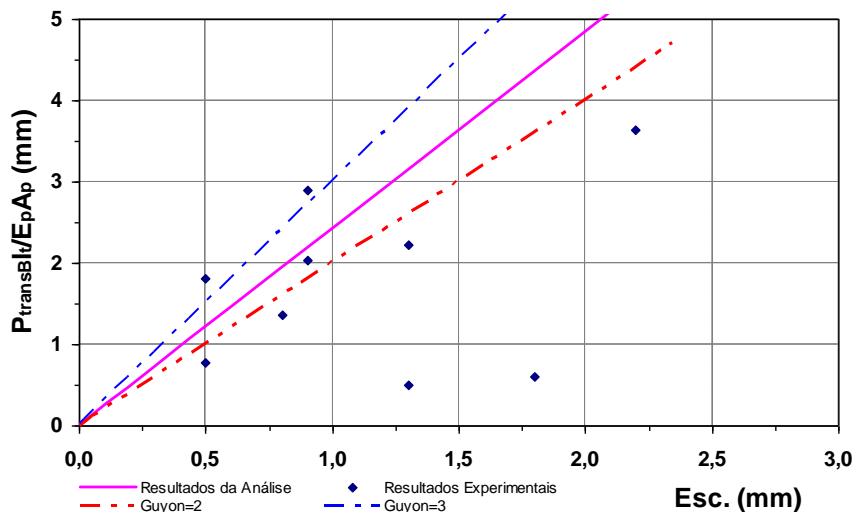


Figura 4.75 – Comparação de valores obtidos para escorregamento na extremidade base dos ensaios *push-in*.

Verifica-se alguma variabilidade dos resultados experimentais, significando que a determinação do comprimento de transmissão com base nos valores de escorregamento na extremidade livre de uma ancoragem pode transmitir uma falsa percepção de que o comprimento de transmissão é muito variável. Caso se desprezasse os valores obtidos a partir dos ensaios *push-in* com 250 mm de comprimento de selagem, e fazendo uma regressão linear dos restantes valores experimentais obtém-se um valor de $\alpha \approx 1.9$, com alguma dispersão, levando à conclusão de que a distribuição de tensões no cordão é

aproximadamente linear. Esta conclusão é consistente com os resultados apresentados na Figura 4.74, já que esta distribuição pode ser correctamente simulada usando uma relação linear com um valor de R^2 próximo da unidade.

4.8.2 Tensões de aderência para dimensionamento

Como se constatou anteriormente, com base na conjugação da análise dos resultados experimentais e da análise teórica, é razoável assumir um modelo de tensão uniforme. Para determinar o valor médio da tensão a aplicar no modelo de tensão uniforme basta determinar a média dos valores individuais obtidos com base nas expressões (4.23) e (4.24), conforme se trate de arrancamento ou transmissão, respectivamente, em que h_{ef} representa o comprimento de selagem dos ensaios.

$$\tau_{max} = \frac{P_{max}}{\pi d_c h_{ef}} \quad (4.23)$$

$$\tau_{trans} = \frac{P_{transB}}{\pi d_c h_{ef}} \quad (4.24)$$

Desta forma, obtêm-se os seguintes valores médios da tensão a adoptar no modelo de tensão uniforme de aderência e correspondentes coeficientes de variação (CV):

Quadro 4.19 – Valores médios e CV das tensões de aderência para o agente de aderência HILTI HIT RE-500.

	Valor Médio (MPa)	Coeficiente de Variação (CV)
$\tau_{max}^{(1)}$	12.0	0.18
$\tau_{trans}^{(2)}$	5.2	0.21

⁽¹⁾ valor médio da tensão de aderência máxima; ⁽²⁾ valor médio da tensão de transmissão.

Para o dimensionamento é necessário transformar estes dados em valores característicos e posteriormente em valores de dimensionamento. A determinação dos valores característicos (τ_k) é feita com base na seguinte expressão:

$$\tau_k = (\bar{\tau}_{max} \text{ ou } \bar{\tau}_{trans}) \cdot (1 - k \cdot CV) \quad [101] \quad (4.25)$$

em que k é um coeficiente estatisticamente determinado baseado num percentil de 5%, número de ensaios e grau de confiança a ser usado no cálculo (90%), obtido de acordo com EOTA [101]. Pode também ser obtido na Tabela 2.1 do documento ACI 355.2-01 [11].

Assim sendo, obtém-se, $k=2.232$ para τ_{\max} e $k=2.649$ para τ_{trans} , o que permite obter para τ_k , valores de 7.2 MPa e 2.3 MPa, respectivamente. Os valores de dimensionamento são obtidos dividindo os valores característicos por um coeficiente parcial relativo ao material. De acordo com EOTA [101], para os Estados Limites Últimos esse valor deverá ser de 1.8. Por outro lado como na fase de transmissão da força de pré-esforço está-se numa situação de utilização, considera-se um coeficiente parcial de 1.0 para esta situação.

De acordo com o exposto, os valores de $\tau_{\max,d}$ e $\tau_{\text{trans},d}$ para o agente de aderência em estudo os seguintes:

$$\tau_{\text{trans},d} = \frac{2.3}{1.0} \approx 2.3 \text{ MPa} \quad (4.26)$$

$$\tau_{\max,d} = \frac{7.2}{1.8} \approx 4.0 \text{ MPa} \quad (4.27)$$

em que :

- $\tau_{\text{trans},d}$ representa o valor de cálculo da tensão de aderência na fase de transmissão;
- $\tau_{\max,d}$ representa o valor de cálculo da tensão de aderência máxima em arrancamento.

4.8.3 Limites estimados para aplicação do modelo de tensão uniforme

Os valores obtidos anteriormente nas Exps. (4.26) e (4.27) são válidos para o intervalo de valores l_a/d_c e l_t/d_c estudado nos ensaios, uma vez que por observação das Figuras 4.71 e 4.72 verifica-se que os resultados correspondentes aos resultados teóricos resultantes das leis médias, limites superior e inferior permitem concluir que há uma relação linear entre as forças e os valores l_a/d_c e l_t/d_c . No entanto, interessa verificar se quando se aplicam os valores referidos anteriormente nas Exps. (4.26) e (4.27), é possível continuar a considerar aquela relação para valores superiores de l_a/d_c e l_t/d_c .

Assim, foram traçadas nas Figuras 4.76 e 4.78 as linhas correspondentes à adopção daquelas tensões uniformes de dimensionamento e a correspondente lei teórica, designada

por “lei teórica correspondente” ou “lei de dimensionamento”. Esta lei teórica é determinada com base nas relações entre as leis média, limite superior e inferior e as correspondentes aproximações lineares da seguinte forma: às linhas teóricas média, limites superior e inferior, apresentadas na Figura 4.76 correspondem valores de $\tau_b(\delta=5/15.2)$ de 11.0 MPa, 13.8 MPa e 8.3 MPa (Figura 4.69), respectivamente; foi efectuada uma regressão linear a cada uma destas linhas tendo-se obtido as expressões apresentadas na Figura 4.76; foi traçado um gráfico (Figura 4.77) onde se relacionam os valores anteriormente mencionados com o declive das linhas correspondentes, tendo-se obtido uma equação para este efeito; com base nesta equação foi possível determinar qual o valor da tensão de aderência local máxima a admitir nas Exps. (4.9) e (4.10), que corresponde à adopção do modelo de tensão uniforme usando a tensão de cálculo obtida anteriormente (4.27), permitindo traçar a linha indicada na Figura 4.76 (indicada como “lei teórica correspondente” ou “lei de dimensionamento”).

Por observação da Figura 4.76 verifica-se que a adopção do modelo de tensão uniforme com o valor calculado anteriormente (4.27) é válido para $l_a/d_c \leq 75$, uma vez que é possível realizar uma aproximação linear com grande precisão à “lei teórica correspondente” e de valor praticamente igual ao da adopção do modelo de tensão uniforme. Esta limitação de $l_a/d_c \leq 75$ é suficiente para abranger os casos de reforço que previsivelmente possam surgir.

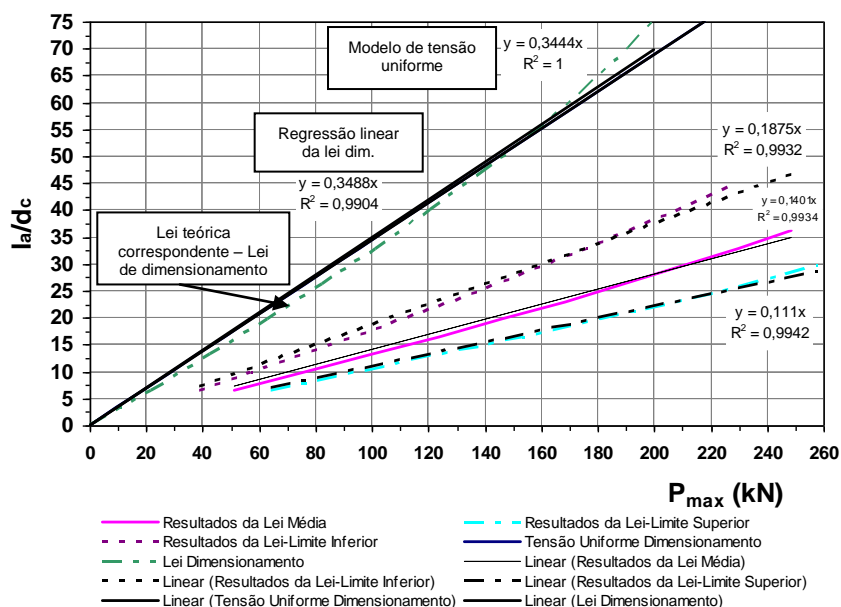


Figura 4.76 – Adopção do modelo de tensão uniforme para *pull-out*: $l_a/d_c \leq 75$.

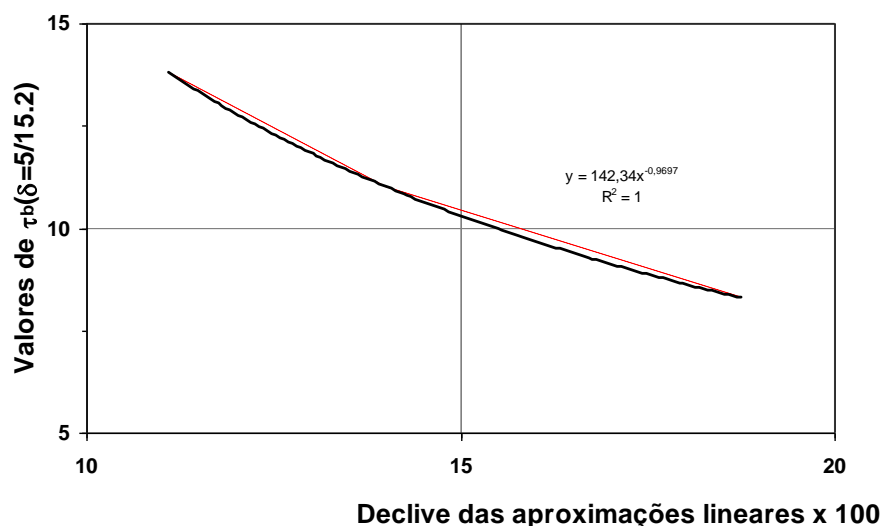


Figura 4.77 – Relação entre $\tau_b(\delta=5/15.2)$ e declive das aproximações lineares.

Relativamente ao caso de *push-in*, procedeu-se da mesma forma que anteriormente (Figuras 4.78 e 4.79) na determinação da lei teórica associada ao modelo de tensão uniforme usando o valor determinado em (4.26). Neste caso verifica-se que a lei teórica não pode ser aproximada por uma única equação linear (Figura 4.78), sendo no entanto, possível a sua aproximação por duas equações daquele tipo.

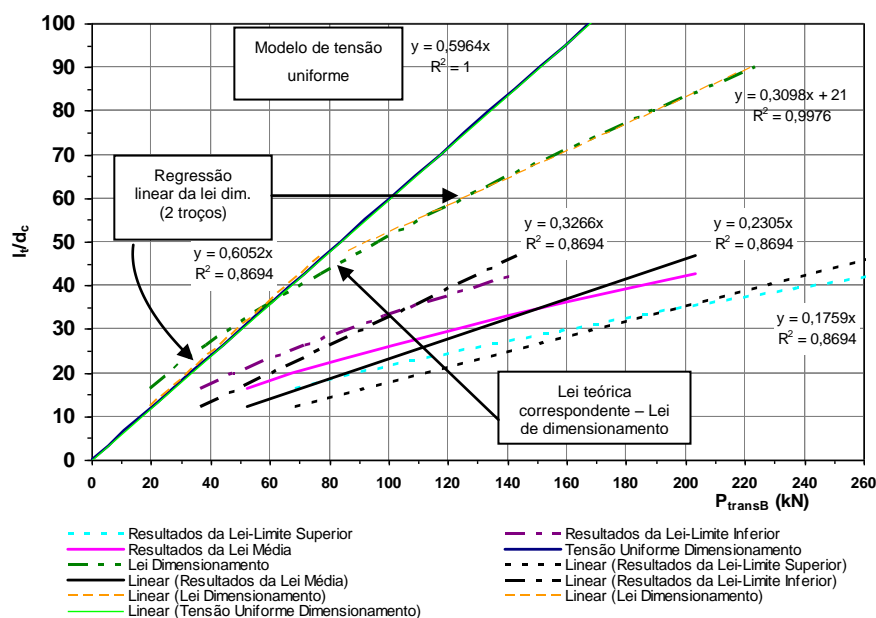


Figura 4.78 – Adopção do modelo de tensão uniforme para *push-in*.

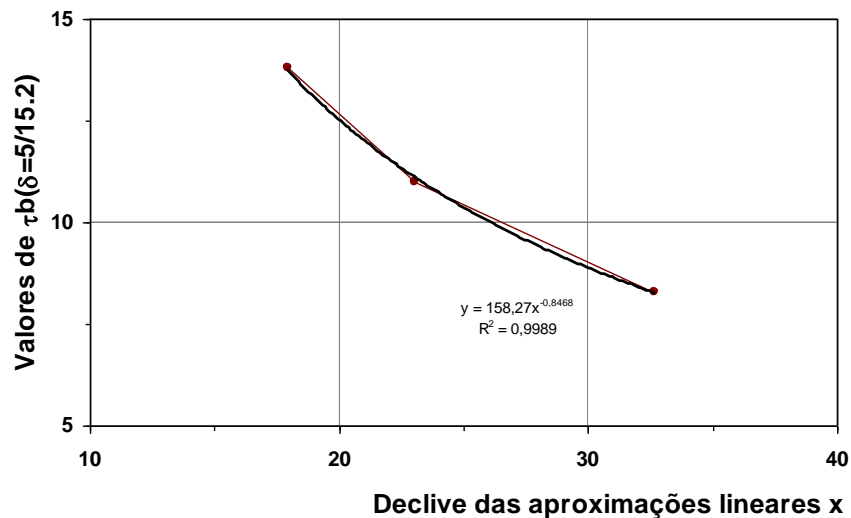


Figura 4.79 – Relação entre $\tau_b(\delta=5/15.2)$ e declive das aproximações lineares.

A primeira equação corresponde à adoção de um modelo de tensão uniforme adotando um valor para a tensão de aderência $\tau_{trans,d}$ de 2.3 MPa (Exp. (4.26)) e tem validade no intervalo $l_t/d_c \leq 43.7$. A partir deste limite deverá ser aplicado o modelo de tensão uniforme mas adotando um valor para a tensão de aderência dado pelo seguinte:

$$\tau_{trans,d} = 4.45 - \frac{1420}{l_t} \quad (l_t \text{ em mm e } \tau_{trans,d} \text{ em MPa}) \quad (4.28)$$

limitando a sua aplicação ao intervalo $43.7 < l_t/d_c \leq 90.0$.

4.9 COMENTÁRIOS FINAIS

Em relação aos ensaios de *pull-out*, verificou-se que dos sistemas ensaiados o da HILTI é o que apresenta melhores características de aderência, se bem que a injeção cuidada do adesivo da SIKA também pudesse conduzir a resultados semelhantes. Os valores obtidos experimentalmente para a calda de cimento foram os esperados uma vez que já Leonhardt [180] menciona a relativa baixa capacidade aderente entre cordões e caldas de cimento. Considera-se que a força correspondente ao limite de elasticidade coincide com a perda de adesão, uma vez que até este ponto o escorregamento medido corresponde à deformação conjunta do cordão e do agente de aderência. A partir deste ponto o cordão “descola-se” do agente de aderência, iniciando-se na parte superior, e propagando-se ao longo de todo o comprimento selado com o aumento da força, registrando-se simultaneamente uma perda de rigidez. Nesta fase, a aderência é promovida por uma

conjugação do efeito de atrito e do efeito mecânico promovido pela forma da superfície do cordão. Perto do final dos ensaios é possível observar sempre o deslizamento do cordão, com rotação helicoidal, na interface cordão/agente de aderência, de acordo com a forma da superfície do cordão.

Relativamente aos ensaios de *push-in*, verificou-se igualmente que o sistema HILTI é o que apresenta melhores características de aderência. Pode-se concluir ainda que o efeito de Hoyer que poderia ser vantajoso no caso de se usar calda de cimento em vez de agentes de aderência de base epoxídica, não é suficiente para tornar a calda mais atractiva do que o sistema HILTI. Depreende-se, a partir dos resultados obtidos, que as componentes de adesão e de atrito da aderência são importantes para permitir uma maior capacidade de aderência quando usando este tipo de agente, uma vez que estes apresentam características de deformabilidade relativamente baixas, não permitindo assim um maior desenvolvimento do efeito mecânico. Também neste caso é possível observar sempre o deslizamento do cordão, com rotação helicoidal na interface cordão/agente de aderência de acordo com a forma da superfície do cordão.

Quanto aos ensaios de longo prazo, ensaiaram-se quatro cordões com diferentes tensões de aderência médias iniciais, por forma estudar o seu comportamento. As forças iniciais introduzidas nos cordões foram de 99.4 kN (corresponde a uma tensão uniforme de 4.2 MPa) e de 106.4 kN (corresponde a uma tensão uniforme de 4.5 MPa) para um comprimento de selagem de 500 mm e de 88.5 kN (corresponde a uma tensão uniforme de 4.6 MPa) e 89.4 kN (corresponde a uma tensão uniforme de 4.7 MPa) para um comprimento de selagem de 400 mm, respectivamente. Os valores das forças iniciais e correspondentes tensões de aderência foram escolhidos para que aquelas tensões de aderência tivessem valores na ordem do dobro do valor obtido para $\tau_{trans,d}=2.3$ MPa, obtendo-se assim valores de perda de tensão conservativos. Com base nos resultados dos ensaios verifica-se que, desde o início do ensaio, houve uma perda de cerca de 13% da força inicial em todos os cordões, sendo que grande parte desta deu-se nos primeiros dois meses, estabilizando daí em diante. Os ensaios decorreram durante cerca de 490 dias.

Com base nos resultados dos ensaios de *pull-out* com comprimento de selagem curto, para o agente de aderência HILTI HIT RE-500, foi determinada uma lei local tensão de aderência/escorregamento, que após introduzida na equação governativa do comportamento por aderência permitiu a determinação das distribuições de tensões de aderência, tensões no cordão e escorregamentos ao longo de todo o comprimento de selagem. Permitiu também a determinação teórica das forças máximas de arrancamento e

de transmissão, tendo-se verificado uma concordância razoável com os resultados experimentais, em ambos os casos. Baseado nos resultados experimentais conjugados com os resultados teóricos verificou-se que o aumento das forças é aproximadamente linearmente proporcional ao aumento de comprimento de selagem, pelo que é possível admitir um modelo de tensão uniforme que permite, de uma forma prática, determinar as forças máximas de arrancamento e de transmissão. Uma vez que a lei local determinada com base nos resultados dos ensaios de *pull-out* permite simular o comportamento em *pull-out* e em *push-in*, pode-se afirmar que o efeito de Hoyer não é significativo neste caso. É importante lembrar que a admissão de uma tensão uniforme ao longo do comprimento de selagem, quer seja em arrancamento quer seja em transmissão, não significa que a tensão de aderência seja constante ao longo daqueles comprimentos, mas sim que o quociente entre as forças máxima ou de transmissão e a área perimetral de selagem é aproximadamente constante para diferentes comprimentos. Os valores médios para aquelas tensões uniformes foram determinados e complementarmente foram também determinados valores característicos e de cálculo, incluindo as limitações necessárias para sua aplicação em termos de dimensionamento. Os valores médios obtidos experimentalmente foram de $\tau_{\max}=12.0$ MPa e $\tau_{\text{trans}}=5.2$ MPa. Relativamente aos valores de cálculo das tensões de aderência a usar no cálculo do sistema de reforço proposto obtiveram-se valores para $\tau_{\max,d}=4.0$ MPa válida para $l_a/d_c \leq 75.0$ na situação de arrancamento e um valor para $\tau_{\text{trans},d}=2.3$ MPa válida para $l_t/d_c \leq 43.7$ e $\tau_{\text{trans},d} = 4.45 - \frac{1420}{l_t}$ válida para $43.7 < l_t/d_c \leq 90.0$ para a fase de transmissão.

Relativamente aos valores de escorregamento na extremidade livre verificou-se alguma variabilidade dos resultados experimentais, significando que a determinação do comprimento de transmissão com base nos valores de escorregamento na extremidade pode transmitir uma falsa percepção de que o comprimento de transmissão é muito variável.

CAPÍTULO 5

DESEMPENHO DO REFORÇO EM LAJES

5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objectivo descrever os modelos e ensaios de lajes realizados para estudar o desempenho da aplicação do sistema de reforço. Descrevem-se o processo construtivo dos modelos e as suas características geométricas, assim como a caracterização dos materiais usados. Descrevem-se a instrumentação usada nos ensaios e o seu processo de execução, e são apresentados e discutidos os resultados obtidos.

De seguida faz-se um resumo dos trabalhos de investigação mais importantes que visam ensaios experimentais realizados com o intuito de estudar o efeito do pré-esforço no comportamento ao punçoamento em lajes fungiformes e ainda das normas europeias e norte-americanas em vigor relativamente a este assunto.

5.2 EFEITO DO PRÉ-ESFORÇO NO COMPORTAMENTO AO PUNÇOAMENTO

Desde há cerca de 50 anos que se tem vindo a dar atenção ao problema do punçoamento em lajes fungiformes pré-esforçadas. Destacam-se os trabalhos experimentais de Grow e Vanderbilt [119], Burns e Hemakon [44], Hemakon [141], Nylander *et al.* [218], Pralong *et al.* [226], Regan [237],[238],[241], Shehata [250], Hassanzadeh [137], Hassanzadeh e Sundqvist [138], Ramos [229] e Ramos e Lúcio [230], [232].

5.2.1 Ensaios de Grow e Vanderbilt

Grow e Vanderbilt [119] ensaiaram modelos de laje quadrados com 915 mm de lado e com uma espessura de 76 mm. Pretendiam representar a zona de momentos negativos a volta de um pilar interior, sendo simplesmente apoiados nos bordos e com os cantos livres para se deslocamentos verticais. A carga era aplicada a um troço de pilar com secção transversal de 203x203 mm² e os modelos foram executados com um betão de inertes leves. Nestes ensaios o nível de pré-esforço foi a principal variável. A percentagem

geométrica de armadura e a sua resistência eram constantes, tendo a resistência do betão variado pouco. A armadura consistiu em seis cordões de aço de pré-esforço não aderentes de 9.5 mm de diâmetro em cada direcção ortogonal. A altura útil era de 56 mm e 46 mm no centro do modelo, e de 43 mm e 33 mm nos seus bordos. Os resultados revelaram um incremento da capacidade de carga ao punçoamento dos modelos com o aumento do valor do pré-esforço.

5.2.2 Ensaio de Burns e Hemakon

Burns e Hemakon [44] ensaiaram dois modelos de laje fungiforme maciça com 74 mm de espessura, apoiados em dezasseis pilares, numa malha quadrada de 3050 mm, sendo que a laje tinha consolas em dois dos seus bordos (Figura 5.1). Os troços de pilar tinham secção transversal quadrada com 203 mm de lado. Nos modelos foram utilizados em cada direcção ortogonal, 68 cordões de pré-esforço com 6 mm de diâmetro. O traçado dos cordões de pré-esforço era parabólico. No primeiro modelo os cordões de pré-esforço foram distribuídos com uma relação de 70/30 entre as faixas central e lateral, respectivamente, enquanto no segundo modelo os cabos de pré-esforço foram uniformemente distribuídos numa direcção e, agrupados na faixa central junto aos pilares na outra.

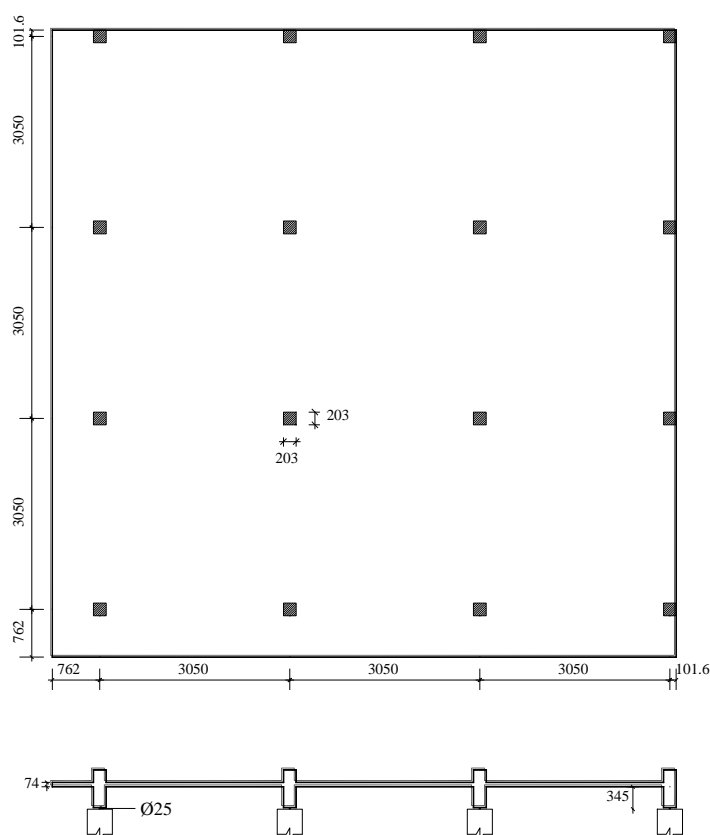


Figura 5.1 – Ensaio de Burns e Hemakon [44] (dimensões em mm).

Durante o ensaio com um carregamento vertical uniformemente distribuído o primeiro modelo teve uma rotura inicial por punçoamento num pilar interior. Após esta rotura, os autores procederam ao carregamento parcial do modelo, levando a mais roturas por punçoamento: três em pilares interiores e três em pilares junto aos bordos com consola. No segundo modelo a rotura inicial foi novamente por punçoamento num pilar interior e, à *posteriori*, foram induzidas roturas por punçoamento em mais dois pilares: um de bordo e outro de canto. Os autores indicam que a inclinação da superfície de rotura ao punçoamento com a horizontal variou entre 19° e 21° . Concluem que a resistência ao punçoamento é afectada pela resistência à compressão do betão, pela quantidade de armadura ordinária, pela distribuição em planta dos cabos de pré-esforço e pelo valor da tensão de compressão no betão introduzida pelo pré-esforço.

5.2.3 Ensaio de Nylander *et al.*

Os trabalhos de Kinnunen e Nylander [164] e de Kinnunen [165] no domínio do punçoamento em lajes fungiformes começaram na década de 60. Uma vastíssima campanha de ensaios (sessenta e um no total) de lajes circulares não pré-esforçadas, forneceu os resultados para o desenvolvimento da Teoria de Kinnunen/Nylander. Mais tarde, Nylander *et al.* [218], debruçaram-se sobre o assunto do punçoamento em lajes fungiformes com pré-esforço. Os seis modelos ensaiados representavam parte de uma laje de ponte apoiada num pilar central. Os modelos eram carregados verticalmente através de um troço de pilar circular e apoiados nos seus bordos curtos. Os modelos foram elaborados à escala 1/4 em relação as dimensões de uma ponte típica. Todos os modelos foram pré-esforçados longitudinalmente com cabos aderentes com traçado trapezoidal (Figura 5.2).

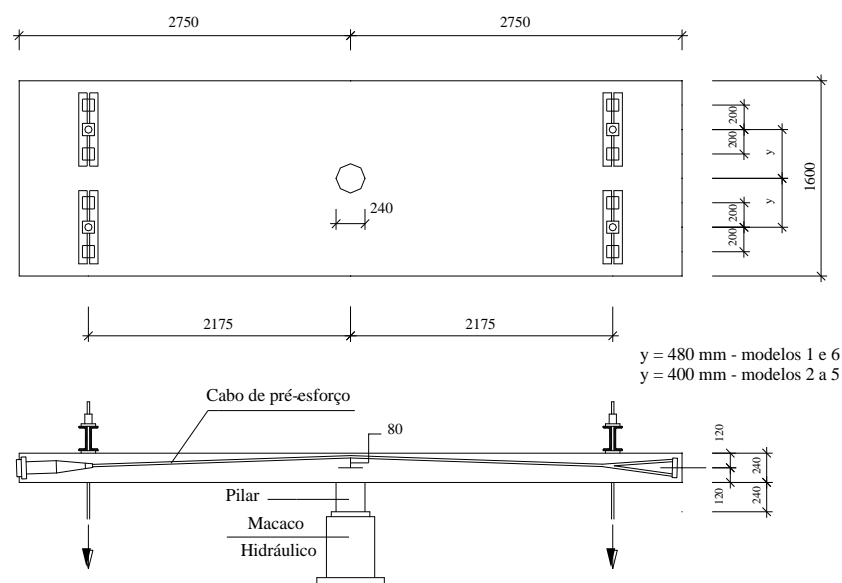


Figura 5.2 – Ensaio de Nylander *et al.* [218] (dimensões em mm).

Os modelos 1 e 6 tinham seis cabos, e os outros oito. A cada cabo foi aplicada uma força de 252 kN. De maneira a evitar tensões de tracção na face inferior dos modelos durante a fase de pré-esforço, foi aplicado um carregamento vertical inicial de 86.3 kN nos modelos 1 e 6, e de 119.7 kN nos restantes. Só foi usada armadura ordinária na direcção transversal. Nos modelos 1 e 2 esta armadura transversal era uniformemente distribuída, enquanto nos modelos 3 a 6, esta foi reduzida em cerca de 50% nos quartos exteriores dos modelos, levando a que a quantidade de armadura transversal fosse de cerca de 75% da dos modelos 1 e 2.

Os resultados experimentais revelaram que o aumento do pré-esforço conduz a uma maior capacidade de carga ao punçoamento. A diminuição da armadura transversal nos quartos exteriores do modelo, não afectou aparentemente a resistência ao punçoamento.

5.2.4 Ensaaios de Pralong *et al.*

Pralong *et al.* [226] ensaiaram três modelos de lajes com forma octogonal, tendo 2750 mm entre faces paralelas. Os modelos eram apoiados em troços de pilar betonados em conjunto com a laje, com diâmetro de 300 mm. Eram carregados em oito pontos num círculo de 2600 mm de diâmetro. Cada modelo foi pré-esforçado com seis monocordões de 0.6" espaçados de 100 mm e concentrados junto ao pilar, em cada direcção. Estes monocordões tinham um traçado parabólico com excentricidade nula junto aos pontos de aplicação do carregamento, e excentricidade máxima sobre o pilar. Em dois dos modelos o pré-esforço era não aderente, enquanto no outro era aderente. A armadura ordinária consistia em varões de 16 mm com um afastamento de 100 mm num dos modelos e de varões de 8 mm afastados de 100 mm nos restantes. Esta armadura foi disposta em anéis. A tensão de cedência da armadura ordinária utilizada era de 540 MPa. Todos os modelos tiveram rotura por punçoamento. Os autores observaram que a existência de uma maior quantidade de armadura ordinária levou a um incremento da carga de rotura ao punçoamento. A utilização de cabos de pré-esforço aderentes conduziu a um aumento ligeiro da capacidade de carga ao punçoamento, quando comparado com a solução de cabos não aderentes.

5.2.5 Ensaaios de Regan

Regan [237], [238] e [241], levou a cabo algumas séries de ensaios de lajes pré-esforçadas, a pedido do Departamento de Transportes Inglês. Destas, são de especial interesse para este trabalho as séries DT e EL, respectivamente constituídas por dez e cinco ensaios. A série DT compreendia dez modelos de lajes rectangulares que

pretendiam representar a zona junto ao pilar de uma laje de ponte, a uma escala aproximadamente de 1/4. Destas, somente uma não era pré-esforçada (modelo DT1), sendo as restantes pré-esforçadas na direcção longitudinal. Foram utilizados cabos de pré-esforço aderentes, com excepção do modelo DT9, em que não se procedeu a injeção da bainha. Todas as lajes pré-esforçadas desta serie tinham doze monocordões de 18 mm de diâmetro afastados entre si de 120 mm, com uma secção transversal de 223 mm² cada um. A excepção foi o modelo DT8, no qual foram usados monocordões de 12.7 mm de diâmetro, tendo cada um destes uma secção transversal de 112 mm². O traçado dos monocordões era aproximadamente circular, com excentricidade máxima no centro do modelo (que variou entre 43 e 56 mm) e excentricidade nula junto à linha de reacção. Todos os modelos tinham espessura de 225 mm e largura de 1500 mm. O modelo DT10 tinha 2120 mm de comprimento, tendo os restantes 3040 mm. O vão longitudinal era de 1840 mm no modelo DT10 e de 2740 mm nos outros modelos. O vão transversal foi de 914 mm em todos os modelos. A carga vertical foi aplicada por um macaco hidráulico, por intermédio de uma placa de aço quadrada colocada no centro do modelo e por baixo deste.

A armadura ordinária inferior era constituída por varões de 8 mm de diâmetro afastados entre si de 120 mm nas duas direcções ortogonais. A quantidade de armadura ordinária superior era variável. No modelo DT7 foi utilizada armadura específica de punçoamento na forma de estribos verticais. Durante o decorrer dos ensaios foram recolhidos dados relativos à evolução do carregamento vertical, das reacções de apoio, das extensões nas armaduras ordinárias, das extensões nos monocordões de pré-esforço, das extensões do betão na superfície dos modelos, da deformação vertical, das rotações relativas e da evolução da fendilhação.

Das dez lajes ensaiadas na série DT, oito tiveram rotura por punçoamento e duas por flexão, a DT3 na qual a área carregada foi de 300x300 mm² e a DT7 que continha armadura específica de punçoamento (Figura 5.3).

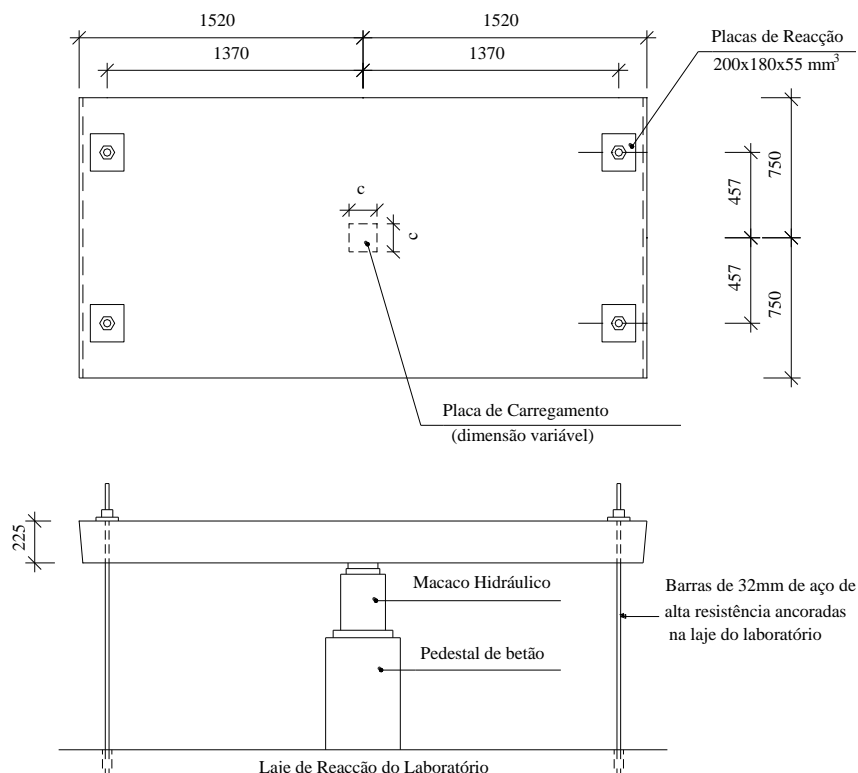


Figura 5.3 – Ensaio de Regan, série DT. (dimensões em mm)

Nos modelos que tiveram rotura por punçoamento, a inclinação da superfície de rotura com a horizontal variou entre 30° e 40°. Na face superior observou-se danificação generalizada do betão, devido ao efeito de ferrolho das armaduras. Na face inferior o betão permaneceu mais ou menos intacto, com excepção duma linha de corte ao longo do contorno da área carregada.

Regan e mais tarde Shehata [250], analisaram os resultados obtidos nestes ensaios. Observaram que o aumento do valor do pré-esforço verificado do modelo DT4 para o modelo padrão DT2 (estes modelos são muito semelhantes em todos os aspectos, excepto no nível de pré-esforço) levou a um incremento da capacidade de carga em cerca de 16%. A laje não pré-esforçada (DT1) obteve uma carga máxima na rotura somente cerca de 6% inferior à do modelo DT2. Os autores justificam esta ocorrência pelo facto da armadura longitudinal superior do modelo não pré-esforçado ter maior altura útil e a uma maior percentagem geométrica de armadura.

Por sua vez, o aumento da área carregada de 150x150 mm² (modelo DT2) para 300x300 mm² (modelo DT3), alterou o modo de rotura de punçoamento para flexão e, levou

a um aumento do valor da carga de rotura experimental de cerca de 16%. A existência de armadura específica de punçoamento (modelo DT7) levou a um comportamento idêntico ao obtido através do aumento da área carregada, verificando-se igualmente um incremento do valor da carga de rotura experimental.

No modelo DT9 os monocordões não foram injectados com calda de cimento, tendo ficado não aderentes. Este facto pouco alterou o valor da carga de rotura experimental. É no entanto referido que o efeito da inexistência de aderência nos cordões de pré-esforço é provavelmente maior, visto que a resistência do betão no modelo DT9 é mais elevada do que no modelo DT2. No modelo DT9 foram observadas fendas de maior abertura, quando comparadas com as dos modelos em que o pré-esforço foi aderente.

A redução do vão longitudinal no modelo DT10 não teve nenhum efeito importante no valor obtido para a resistência.

A série EL em termos geométricos era muito semelhante a série DT, sendo a principal diferença entre ambas a existência de um troço de pilar monolítico de betão armado na serie EL. Esta série era constituída por cinco modelos. Todos os modelos da série EL tinham 180 mm de espessura, uma largura de 1250 mm e um vão longitudinal de 1295 mm no modelo EL1, 645 mm no modelo EL3 e de 915 mm nos restantes modelos. As dimensões transversais do pilar eram de 150x150 mm², com excepção do modelo EL4 em que o troço de pilar tinha uma secção transversal quadrada de 250 mm de lado. Todos os modelos da série EL foram pré-esforçados na direcção longitudinal com dez monocordões de 15.2 mm de diâmetro, afastados entre si de 120 mm. Cada monocordão tinha uma secção transversal de 165 mm². O traçado dos monocordões era aproximadamente circular, com uma excentricidade máxima de 35 mm no centro do modelo e excentricidade nula junto à linha de reacção. A armadura ordinária inferior era constituída por varões de 8 mm de diâmetro afastados de 150 mm, nas duas direcções ortogonais. A quantidade de armadura ordinária superior utilizada foi variável. O modelo EL1 foi o único a ter rotura por flexão, enquanto o modelo EL4 rompeu por corte junto a um dos seus bordos. Os restantes modelos tiveram uma rotura por punçoamento junto ao pilar. O aumento da secção transversal do pilar central de 150x150 mm² para 250x250 mm² levou a um incremento da capacidade de carga e a alteração do modo de rotura de punçoamento junto ao pilar central para corte junto a um dos bordos do modelo. A diminuição da resistência à compressão do betão utilizado na elaboração dos modelos levou a um decréscimo da capacidade de carga obtida.

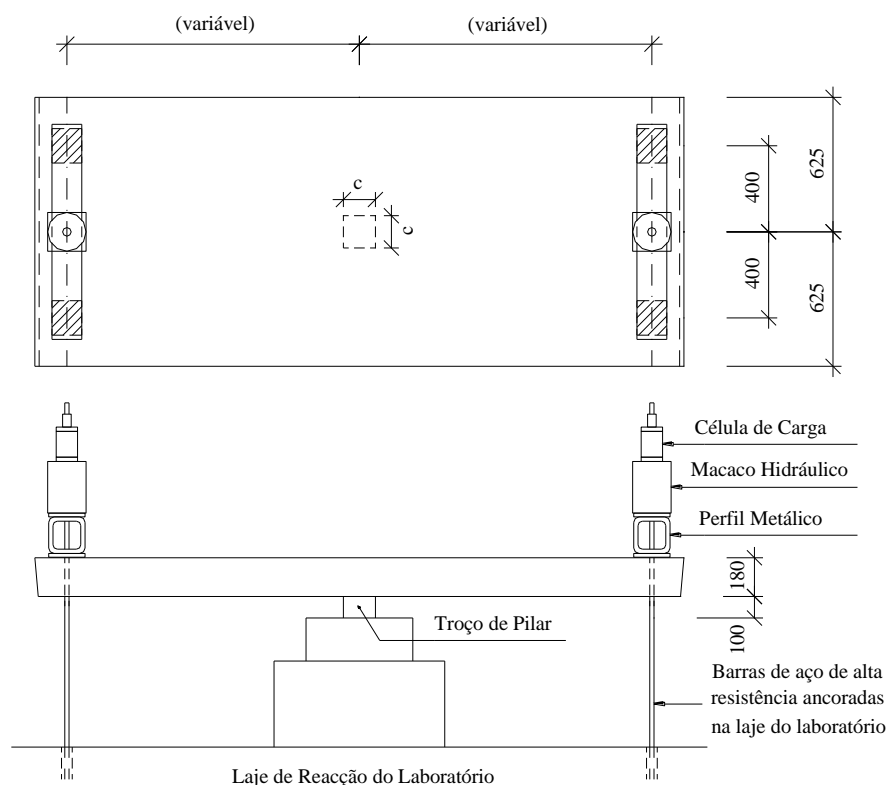


Figura 5.4 – Ensaio de Regan, série EL. (dimensões em mm)

5.2.6 Ensaio de Shehata

Shehata [250] ensaiou seis modelos de lajes fungiformes. Quatro destes modelos foram pré-esforçados nas duas direcções ortogonais, um foi pré-esforçado numa única direcção e o restante não foi pré-esforçado. Estes modelos pretendiam representar a zona de momentos negativos junto a um pilar interior até à linha de inflexão, dum protótipo de laje fungiforme de um edifício a uma escala de 1/2. Os modelos tinham uma espessura de 175 mm e lados de 2350 mm. O vão em ambas as direcções foi de 1840 mm. O carregamento foi aplicado por intermédio de um macaco hidráulico a uma placa quadrada de aço com 150 mm de lado. Os bordos eram impedidos de se deslocar na vertical através da utilização de barras de aço de alta resistência. A armadura ordinária inferior consistia em varões de 8 mm de diâmetro afastados de 120 mm nas duas direcções ortogonais. A armadura ordinária superior era constituída por dezoito varões de 8 mm de diâmetro, afastados de 120 mm em cada direcção ortogonal, excepto nos modelos SP2 e SP3. No modelo SP2 foram utilizados varões de 8 mm afastados de 120 mm na direcção de aplicação do pré-esforço e, na outra direcção, varões de 16 mm espaçados de 100 mm na zona central de largura igual a seis vezes a espessura do modelo, e espaçados de 125 mm nas restantes zonas. No modelo SP3, a armadura superior ordinária consistia em varões de 16 mm de diâmetro espaçados de

65 mm na zona central de largura igual a seis vezes a espessura do modelo, tendo sido utilizados nas restantes zonas varões de igual diâmetro mas espaçados de 125 mm. O pré-esforço constituiu em monocordões não aderentes de 15.2 mm de diâmetro. A excepção foi o modelo SP2 em que se utilizou pré-esforço aderente e numa só direcção. O modelo SP3 não foi pré-esforçado. O número e distribuição dos monocordões variou de modelo para modelo, tendo estes, um traçado aproximadamente trapezoidal com excentricidade máxima no centro do modelo.

Todos os modelos ensaiados tiveram uma rotura por punçoamento. O autor observou que as superfícies de rotura tinham aproximadamente simetria polar. O ângulo da superfície de rotura com a horizontal foi de cerca de 23° para todos os modelos, com excepção do modelo não pré-esforçado, em que esta inclinação foi de cerca de 35°. A fendilhação tangencial foi a primeira a fazer-se notar, seguida de fendilhação radial. Em todos os modelos pré-esforçados nas duas direcções, a distribuição de fendilhação foi semelhante. No modelo não pré-esforçado, obteve-se igualmente uma distribuição de fendilhação idêntica às dos modelos anteriores, mas com o aparecimento de fendas a registar-se para uma carga vertical de valor inferior.

Em relação ao efeito da intensidade do valor do pré-esforço aplicado na capacidade de carga ao punçoamento, o autor comparou os resultados obtidos nos ensaios dos modelos SP4 e SP5. Estes modelos eram em tudo semelhantes, excepto no facto de no modelo SP5 ter sido somente aplicado na banda central de largura $6h$ (h é a espessura da laje), metade do valor do pré-esforço aplicado ao modelo SP4. A resistência ao punçoamento do modelo SP5 foi cerca de 12% inferior quando comparada com a do modelo SP4.

No modelo em que se utilizou uma distribuição uniforme dos monocordões de pré-esforço (SP6) a capacidade de carga ao punçoamento sofreu uma redução de cerca de 7%, quando comparada com a obtida no modelo SP5, em que 7 dos 11 monocordões foram colocados agrupados na faixa central de largura $6h$.

A utilização de pré-esforço numa só direcção (modelo SP2) conduziu a uma diminuição da capacidade de carga ao punçoamento, quando comparado com a solução de pré-esforço nas duas direcções.

5.2.7 Ensaaios de Hassanzadeh

Hassanzadeh [137],[138] ensaiou ao punçoamento dez modelos de lajes fungiformes pré-esforçadas. Os modelos pretendiam simular a zona de momentos negativos junto a um pilar interior, até à linha de momentos nulos. O objectivo principal desta campanha experimental era investigar a influência da localização dos cabos de pré-esforço na capacidade de carga ao punçoamento de lajes fungiformes maciças. A série A consistiu em três modelos com uma largura de 2600 mm, uma espessura de 180 mm, apoiados num troço de pilar circular com diâmetro de 250 mm. A armadura ordinária destes modelos, tanto superior como inferior, era composta por nove varões de 10 mm de diâmetro em cada direcção ortogonal, o que leva a uma percentagem geométrica de armadura ordinária de cerca de 0.181%. A tensão de cedência do aço utilizado era de 606 MPa. A armadura de pré-esforço em cada direcção era constituída por seis monocordões não aderentes de 15.7 mm de diâmetro. A tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço de pré-esforço utilizado era de 1729 MPa, sendo a tensão de rotura do aço à tracção de 1852 MPa. No modelo A1, os monocordões encontravam-se concentrados sobre o pilar, com um afastamento entre si de 100 mm. Os monocordões tinham um traçado parabólico, com uma altura útil a meio do modelo de 161 mm numa direcção e de 141 mm na outra. No modelo A2 o primeiro monocordão foi colocado a uma distância de d (altura útil) da face do pilar. O modelo A3 era em tudo semelhante ao A2, com a diferença de ter sido utilizada armadura específica de punçoamento na forma de varões inclinados.

Na série B, os modelos eram semelhantes aos da série A, mas com uma espessura de 220 mm e os cantos da laje chanfrados. A armadura ordinária era constituída por dezoito varões de 10 mm de diâmetro em cada direcção ortogonal, o que levou a uma percentagem geométrica de armadura ordinária de 0.286%. A tensão de cedência do aço utilizado era de 582 MPa. O primeiro modelo desta série (B1) não foi pré-esforçado. Nos modelos B2 e B3 os monocordões foram concentrados junto ao pilar, à semelhança do modelo A1. No modelo B2 o traçado dos monocordões era horizontal, enquanto no modelo B3 este era parabólico, tendo os monocordões uma altura útil a meio do modelo de 201 mm numa direcção, e de 181 mm na outra. Finalmente, no modelo B4 os monocordões foram colocados a uma distância de d da face do pilar, com um traçado igualmente parabólico. Os modelos foram carregados através da utilizando de um macaco hidráulico, que aplicava a carga vertical ao troço de pilar monolítico. Os bordos dos modelos eram impedidos de se deslocar na vertical através da utilizando de doze barras Dywidag de 26.5 mm de diâmetro.

O afastamento dos monocordões de pré-esforço em relação ao pilar conduz a um decréscimo da capacidade de carga ao punçoamento. A existência de monocordões de pré-esforço a passar sobre o pilar nos modelos B2 e B3 levou a um incremento da capacidade de carga ao punçoamento destes, quando comparados com o modelo B1 (não pré-esforçado). Os resultados experimentais apontam para o facto de o traçado parabólico dos cabos de pré-esforço ser mais eficaz na prevenção da rotura ao punçoamento do que o traçado horizontal.

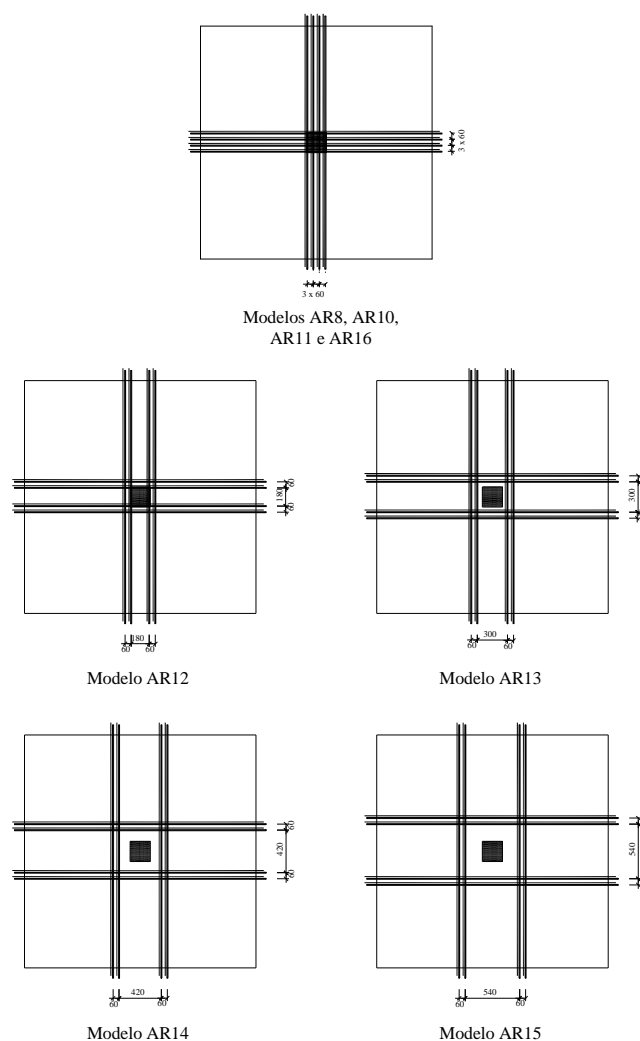
5.2.8 Ensaios de Ramos

Ramos [229],[230] elaborou séries distintas de modelos experimentais para estudar independentemente os efeitos da compressão no plano da laje, e da componente vertical da força de desvio, provocada pela mudança de direcção dos cabos de pré-esforço sobre o pilar. Houve modelos em que se aplicou somente compressão no plano da laje, e outros em que se aplicou força de desvio vertical sobre o pilar, mas eliminando-se a compressão no plano da laje. Complementarmente, realizou também ensaios de pós-rotura. Todos os modelos apresentavam dimensões em planta de $2300 \times 2300 \text{ mm}^2$, e 100 mm de espessura. A força era aplicada no centro através de um macaco hidráulico usando uma chapa metálica com $200 \times 200 \text{ mm}^2$. Os bordos das lajes estavam fixas ao chão do laboratório, através de cordões de aço de alta resistência, permitindo rotações livres nos bordos do modelo, de maneira a simular as linhas de momentos nulos. As armaduras superiores eram constituídas por varões de 10 mm de diâmetro afastados entre si de 60 mm, nas duas direcções. As armaduras inferiores eram constituídas por varões de 6 mm de diâmetro afastados entre si de 200 mm, nas duas direcções. A altura útil média foi de cerca de 80 mm. Nos modelos ensaiados com o objectivo de estudar a contribuição da compressão no plano da laje para a resistência ao punçoamento (Figura 5.5) verificou-se que o seu efeito foi pequeno. Houve exemplos em que o aumento do valor da compressão levou a um incremento ligeiro da carga de rotura, e outros em que se observou o inverso. Não se registou uma tendência clara de aumento da resistência com o incremento da tensão de compressão no betão devido ao pré-esforço. No entanto, o número reduzido de ensaios realizados não permite conclusões definitivas.



Figura 5.5 – Ensaio de Ramos, com compressão no plano da laje [229].

Nos ensaios onde se pretendia determinar o efeito da componente vertical da força de desvio (Figura 5.6) provocada pela mudança de direcção dos cabos de pré-esforço sobre o pilar, foram executados oito modelos com diferentes distribuições dos cabos em planta.



**Figura 5.6 – Ensaio de Ramos, traçado em planta dos monocordões de pré-esforço [229]
(desenho sem escala e dimensões em mm).**

Como armadura de pré-esforço foram utilizados em cada direcção quatro monocordões não aderentes de 12.7 mm de diâmetro. O traçado transversal era sensivelmente trapezoidal (Figura 5.7).

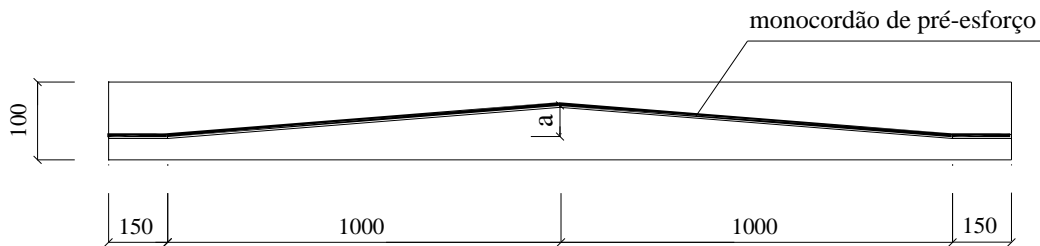


Figura 5.7 – Traçado transversal trapezoidal [229] (desenho sem escala e dimensões em mm).

O autor concluiu que o incremento da força de desvio vertical sobre o pilar, originada pela mudança de direcção dos cabos de pré-esforço, conduziu a um aumento da capacidade de carga ao punçoamento dos modelos ensaiados e que com o afastamento em planta dos monocordões de pré-esforço em relação ao pilar, observou-se um decréscimo da mesma.

A existência de compressão no plano da laje levou a menores deformações verticais dos modelos e a um decréscimo dos valores médios registados para as extensões na armadura longitudinal superior. Igual tendência obteve-se nos modelos em que se fez sentir o efeito da força de desvio sobre o pilar. De facto, com o aumento desta grandeza, observaram-se menores deformações verticais dos modelos. Tendência inversa foi obtida com o aumento do afastamento em planta dos monocordões de pré-esforço, registando-se nesta situação incrementos nos valores dos deslocamentos verticais observados experimentalmente. Nestes modelos, os valores médios obtidos para as extensões na armadura longitudinal superior foram inferiores aos do modelo não pré-esforçado. Nos modelos em que se procedeu à determinação da inclinação média da superfície de rotura ao punçoamento, em relação ao plano da laje, esta variou entre 29° e 36°. Com a existência de pré-esforço não se registaram alterações significativas nesta grandeza.

Para que sejam eficazes no que diz respeito ao punçoamento, os cordões deverão ainda estar afastados no máximo $d_p/2$ (em que d_p corresponde à altura útil do cordão de pré-esforço) da face do pilar, de acordo com Ramos [229], tal como ilustrado na Figura 5.8:

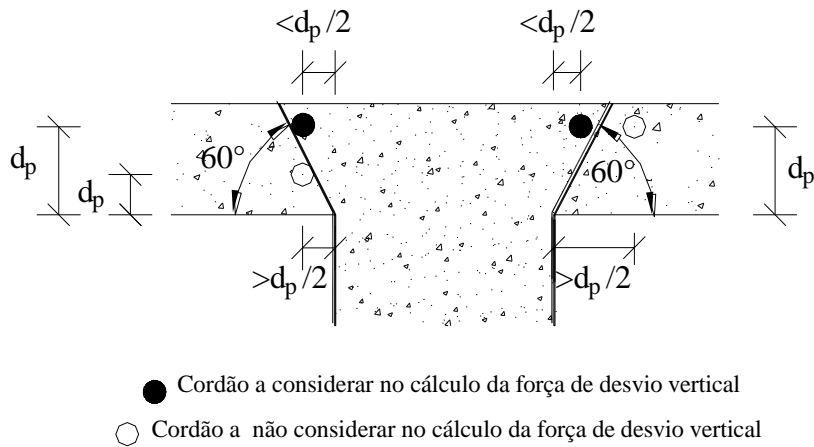


Figura 5.8 – Cone fictício para cálculo da força vertical de desvio devido à mudança de direcção dos cabos de pré-esforço [229].

5.3 NORMAS

Nesta secção apresentam-se as formas de cálculo da carga de rotura por punçoamento apresentadas nas normas europeia e norte americana em vigor. São apresentadas apenas as disposições relativas a lajes sem armadura específica de punçoamento, com ou sem armadura de pré-esforço, uma vez que é este o âmbito deste trabalho.

5.3.1 Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1)

A expressão para o cálculo do valor resistente ao punçoamento sem armaduras específicas ($V_{Rd,c}$) segundo a NP EN 1992-1-1 [150] é a seguinte:

$$V_{Rd,c} = \left(\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot u \cdot d \quad (5.1)$$

$$V_{Rd,c} \geq \left(0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + 0.1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot u \cdot d \quad (5.2)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (d \text{ em mm}) \quad (5.3)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02 \quad (5.4)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad (5.5)$$

$$d = \frac{d_y + d_z}{2} \quad (5.6)$$

em que:

- ρ_{ly} e ρ_{lz} são as taxas geométricas de armadura de tracção aderentes na direcção y e z, respectivamente, devendo ser calculadas como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de 3d para cada lado;
- σ_{cy} e σ_{cz} são as tensões de compressão no betão nas direcções y e z, respectivamente;
- d representa a média entre das alturas úteis das armaduras longitudinais superiores, na direcção y e z (d_y e d_z);
- u representa o perímetro de controlo indicado na Figura 5.9;
- f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias em provetes cilíndricos (150x300 mm²) (MPa).
- γ_c é o coeficiente parcial relativo ao betão.

A NP EN 1992-1-1 [150] indica como limite máximo para a resistência o valor:

$$V_{Rd,max} = \left(0.5 \cdot 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \right) \cdot u_0 \cdot d \quad (5.7)$$

em que u_0 = perímetro do pilar no caso de um pilar interior e $u_0 = c_1 + 3d \leq c_1 + 2c_2$ no caso de um pilar de bordo.

A NP EN 1992-1-1 [150] considera um perímetro de controlo à distância de 2d da face do pilar ou área carregada, que para pilares centrados quadrados e rectangulares encontra-se representado na Figura 5.9.

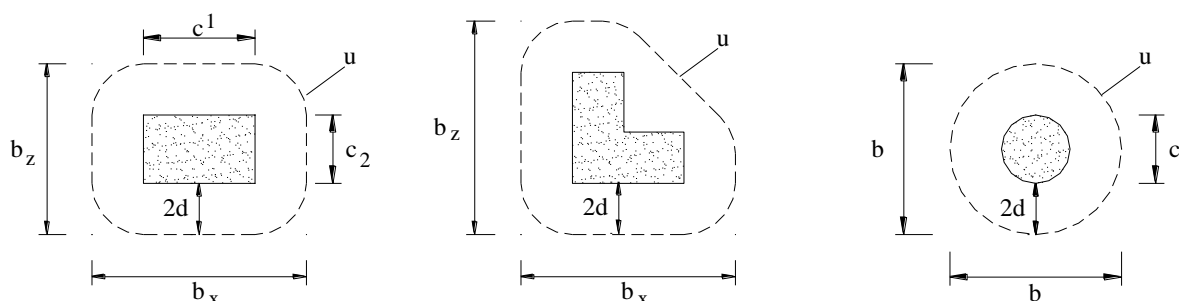


Figura 5.9 – Perímetro de controlo segundo a NP EN 1992-1-1 [150].

Quando a força de punção é excêntrica, o valor da carga axial de punção ($V_{Ed,x}$), já reduzida tendo em conta o efeito do pré-esforço (V_p), caso exista, deverá ser multiplicada por um factor β , que tem em conta o efeito dos momentos, ou seja, da excentricidade da carga axial. O valor assim obtido deverá ser inferior a $V_{Rd,c}$. No caso de pilares centrados rectangulares o coeficiente β pode ser calculado pela Exp. (5.8):

$$\beta = 1 + 1.8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (5.8)$$

em que :

- e_y e e_z representam as excentricidades M/V nos eixos y e z, respectivamente;
- b_z e b_y representam as dimensões do perímetro de controlo (Figura 5.9).

É importante mencionar que foi elaborado um documento pela FIP especialmente dedicado ao assunto das lajes pré-esforçadas. Este documento, denominado de “Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundation rafts” [105] foi publicado em 1998. Nesse documento, tanto a compressão como a componente vertical da força de desvio, provocadas pelo efeito do pré-esforço, são consideradas no lado da acção, enquanto o valor de cálculo da resistência ao punção é determinado como apresentado no MC90 [64] para lajes fungiformes com armadura ordinária. Considera que o valor de punção actuante pode ser obtido através das cargas actuantes, subtraídas das cargas e do valor do pré-esforço, que actuam no interior dum perímetro situado a $0.5h$ (em que h representa a espessura da laje) a partir da periferia do pilar. É o mesmo que subtrair o valor $P \tan \alpha$, dos cabos que se situam no interior daquele perímetro. Mais recentemente a NP EN 1992-1-1 [150] propõe que para a redução da força de punção, apenas podem ser consideradas as componentes verticais dos cabos de pré-esforço que passem a uma distância inferior a $0.5d$ da face do pilar.

5.3.2 ACI 318-08

As disposições do ACI 318-08 [10] evoluíram a partir das disposições no ACI 318-63 [7], e permanecem inalteradas desde o ACI 318-95 [8]. De acordo com o documento actual, a capacidade resistente deverá ser verificada num perímetro de controlo localizado a uma distância de $d/2$ do pilar ou área carregada. No entanto, no caso de pilares quadrados ou

rectangulares a secção crítica pode ser calculada com base em quatro lados rectos, tal como se pode ver na Figura 5.10.

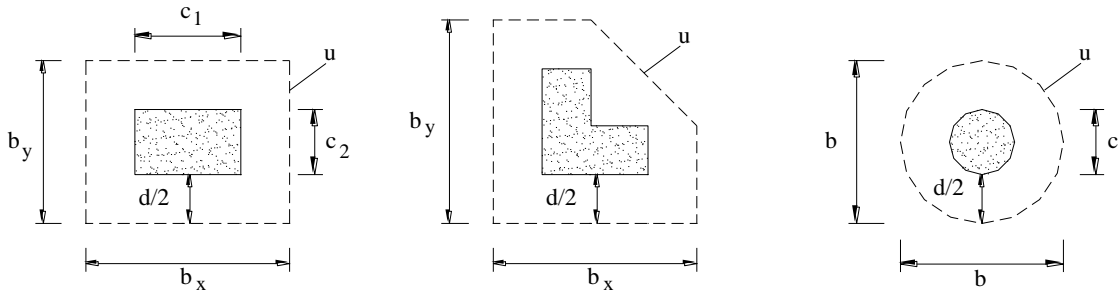


Figura 5.10 – Perímetro de controlo segundo o ACI 318-08 [10].

O ACI 318-08 [10] apresenta expressões diferentes para o cálculo do valor resistente ao punçoamento para os casos de lajes fungiformes pré-esforçadas ou só com armaduras longitudinais ordinárias. Para o caso de lajes sem armaduras específicas de punçoamento e sem pré-esforço, o valor da resistência ao punçoamento é definido como o menor dos valores obtidos através das seguintes expressões:

$$V_{Rd,c} = \frac{\left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_{ck}} \cdot u \cdot d}{12} \gamma_c \quad (5.9)$$

$$V_{Rd,c} = \frac{\left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{u}\right) \sqrt{f_{ck}} \cdot u \cdot d}{12} \gamma_c \quad (5.10)$$

$$\alpha_s = \begin{cases} 40 & \text{para pilares interiores} \\ 30 & \text{para pilares de bordo} \\ 20 & \text{para pilares de canto} \end{cases} \quad (5.11)$$

$$V_{Rd,c} = \frac{4 \sqrt{f_{ck}} \cdot u \cdot d}{12} \gamma_c \quad (5.12)$$

em que:

- β_c representa a relação entre o lado maior e o lado menor do pilar;
- d é a média entre das alturas úteis das armaduras longitudinais superiores, na direcção y e z (d_y e d_z);
- u representa o perímetro de controlo indicado na Figura 5.85;

- f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias em provetes cilíndricos (150x300 mm²) (MPa).
- γ_c é o coeficiente de segurança do betão, dado pelo documento, inferior a 1.00.

Para lajes fungiformes pré-esforçadas nas duas direcções sem armadura específica de punçoamento o ACI 318-08 [10], com base no trabalho conjunto do Comité 423 do ACI-ASCE de 1989 [13], [14], e entretanto actualizado em 2005 [15], prevê o seguinte:

$$V_{Rd,c} = \left(\left(\beta_p \sqrt{f_{ck}} + 0,3 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot u \cdot d + V_{desvio} \right) \cdot \gamma_c \quad (5.13)$$

$$\beta_p = \min \left\{ \left(\alpha_s \frac{d}{u} + 1,5 \right) \right\} / 12 \quad (5.14)$$

A aplicação da Exp. (5.13) está limitada a um valor de f_{ck} máximo de 35 MPa sendo válida apenas para lajes pré-esforçadas nas duas direcções e nos casos em que a tensão de compressão no betão, em cada direcção é no mínimo de 0.9 MPa e no máximo de 3.5 MPa. σ_{cp} corresponde ao valor médio da tensão de compressão devido ao pré-esforço nas duas direcções. V_{desvio} corresponde à componente vertical do pré-esforço que atravessa o perímetro de controlo. Estas limitações impostas pelo ACI 318-08 [10] devem-se ao facto de existir reduzida informação experimental disponível fora daqueles intervalos.

5.3.3 MC2010

Em 2010 foi publicada uma versão provisória do Model Code 2010 (MC2010) da *fib* [104] que contém novas disposições relativamente ao punçoamento. A nova formulação consiste num critério de rotura que se baseia na rotação da laje e requer o correcto conhecimento do comportamento carga-rotação da mesma (denominado de CSCT – Critical Shear Crack Theory) e é portanto um modelo físico, tornando-se mais intuitivo. Muttoni [205] afirma que desta formulação obtêm-se resultados mais próximos dos observados experimentalmente que usado as outras normas mencionadas anteriormente, com um baixo coeficiente de variação (CV).

De acordo com este documento, a capacidade resistente deverá ser verificada num perímetro de controlo localizado a uma distância de $d/2$ do pilar ou área carregada e deve ser construído por forma a minimizar o seu comprimento (Figura 5.11).

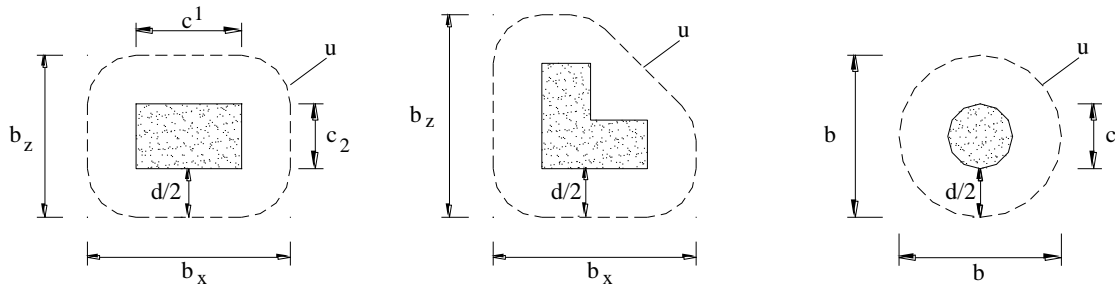


Figura 5.11 – Perímetro de controlo para pilares segundo o MC2010 [104].

A força de cálculo de punçoamento (V_{Ed}) deverá ser igual ao valor da reacção no pilar subtraído das acções aplicadas no interior do perímetro de referência, tais como, cargas gravíticas, reacção das terras no caso de fundações e forças de desvio de pré-esforço. Para o caso de pilares centrados e lajes sem armaduras específicas de punçoamento, o valor da resistência ao punçoamento é definido pela Exp. (5.15):

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}} \cdot u \cdot d}{\gamma_c} \quad (5.15)$$

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.6 \cdot \psi \cdot k_{dg}} \leq 0.6 \quad (5.16)$$

$$k_{dg} = \frac{48}{16 + d_g} \quad (d_g \text{ em mm}) \quad (5.17)$$

em que:

- ψ é a rotação da laje no momento da rotura;
- d_g é máxima dimensão do agregado do betão;
- d é a altura útil média da laje;
- u representa o perímetro de controlo indicado na Figura 5.11;
- f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos (MPa);
- γ_c é o coeficiente de segurança do betão.

Para o cálculo das rotações ψ o MC2010 [104] apresenta quatro níveis de aproximação de cálculo dependendo do tipo de análise realizada. O Nível I é usado em lajes regulares,

calculadas usando uma análise elástica linear e sem redistribuição significativa de forças internas, sendo o cálculo da rotação sobrestimado de acordo com a Exp. (5.18):

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (5.18)$$

em que r_s representa a distância desde o pilar ao ponto em que o momento flector é zero e que pode ser tomado como aproximadamente 22% do vão desde que a relação entre vãos esteja entre 0.5 e 2.0. Este nível deverá ser usado para efeitos de pré-dimensionamento.

Para o Nível II consideram-se as lajes em que são consideradas redistribuições de momentos significativas para o cálculo da armadura de flexão e a rotação da laje pode ser calculada pela Exp. (5.19):

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1.5} \quad (5.19)$$

em que m_{sd} é o momento flector médio por unidade de comprimento usado para o cálculo da armadura de flexão numa banda correspondente ao apoio de largura b_s , e m_{Rd} é o valor do momento resistente por unidade de comprimento naquela banda. O valor de r_s pode ser determinado da mesma forma que para o Nível I. O valor da largura b_s para um pilar interior pode ser determinado através da Exp. (5.20):

$$b_s = 1.5 \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{min} \quad (5.20)$$

em que $r_{s,x}$ e $r_{s,y}$ representam as distâncias desde o pilar ao ponto em que o momento flector é zero para cada um dos vãos e que podem ser tomados como aproximadamente 22% do vão respectivo e L_{min} representa o menor vão. O valor de ψ deverá ser calculado para as duas direcções principais, devendo adoptar-se o maior para o cálculo da resistência ao punçoamento. O valor de m_{sd} pode ser estimado para cada uma das direcções e para um pilar interior em que não exista punçoamento excêntrico através da Exp. (5.21):

$$m_{sd} = \frac{V_{Ed}}{8} \quad (5.21)$$

No caso de lajes pré-esforçadas a Exp. (5.19) pode ser substituída pela Exp. (5.22):

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd} - m_{Pd}}{m_{Rd} - m_{Pd}} \right)^{1.5} \quad (5.22)$$

em que m_{Pd} é a momento de descompressão médio na banda de apoio com largura b_s devido ao pré-esforço que pode ser obtido pela Exp. (5.23):

$$m_{Pd} = \frac{\sigma_{cp,t} \cdot W_c}{b_s} \quad (5.23)$$

em que $\sigma_{cp,t}$ é a tensão de compressão média na face superior da laje, na largura b_s , devido à componente horizontal da força de pré-esforço e ao momento devido à acção do pré-esforço (tendo em conta efeitos hiperstáticos), e W_c é o módulo de flexão da laje na largura b_s .

Para um cálculo detalhado o MC2010 [104] apresenta uma aproximação Nível III em que propõe substituir o coeficiente 1.5 das Exps. (5.19) e (5.22) por 1.2. No entanto, esta substituição só é válida se r_s for determinado usando um modelo elástico linear e se m_{sd} for também calculado usando um modelo elástico linear obtido como um valor médio dos momentos na banda de apoio de largura b_s . Este nível é recomendado para o cálculo de lajes irregulares ou para lajes em que a relação entre vãos não esteja entre 0.5 e 2.0. O valor de b_s pode ser determinado de forma semelhante ao determinado para o Nível II (Exp. (5.20)).

Por fim, o MC2010 [104] preconiza um Nível IV em que a rotação ψ pode ser calculada com base numa análise não linear da estrutura, tendo em conta a fendilhação, efeitos de “tension-stiffening” cedência da armadura e quaisquer outras acções não lineares relevantes. Este nível é em princípio sugerido para o caso de se estar a estudar estruturas complexas.

5.4 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Os modelos aqui descritos pretendem simular a zona junto ao pilar, limitada pelas linhas de inflexão, onde os momentos são nulos. Foram executados ensaios com reforço por pré-esforço numa direcção e em duas direcções ortogonais e ainda ensaiados modelos padrão, sem reforço, para comparação. Todos os modelos foram ensaiados até à rotura através da aplicação de cargas verticais no centro da laje por intermédio de um macaco

hidráulico. Os modelos ensaiados consistiam em painéis quadrados de laje em betão armado. As dimensões em planta eram de 2300x2300 mm², sendo que três lajes tinham 100 mm de espessura e quatro tinham 120 mm de espessura. O pilar central foi simulado por uma placa de aço com dimensões de 200x200 mm² e 50 mm de espessura. A geometria dos modelos está representada na Figura 5.12.

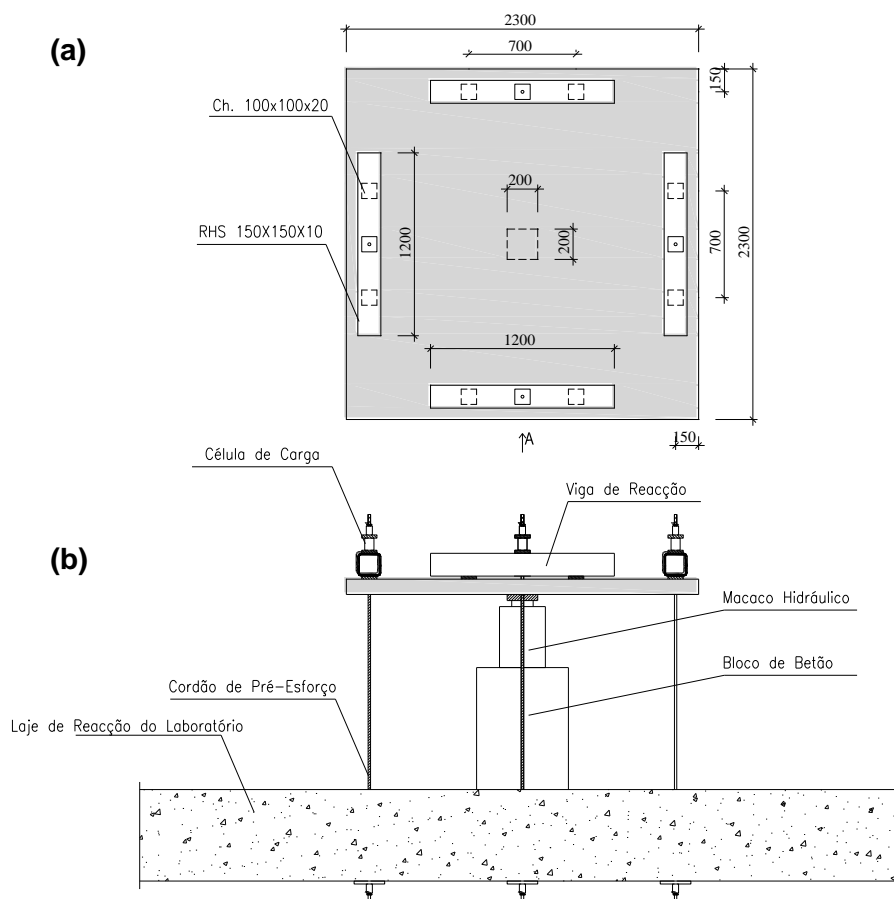


Figura 5.12 – Geometria dos modelos, (a) planta e (b) vista por A (desenho sem escala e dimensões em mm).

A laje estava apoiada em oito pontos através de vigas de distribuição (RHS 150x150x10) e quatro cordões de pré-esforço que ligam o modelo à laje de reacção do laboratório, como se pode observar nas Figuras 5.12 e 5.13. Em cada um dos oito pontos existia uma placa com 100x100x20 mm³ e em cada par destes pontos assentava um perfil de secção quadrada oca (RHS 150x150x10). Cada um destes perfis era atravessado no centro por um cordão de aço de alta resistência com diâmetro nominal de 15.2 mm (0,6”) que era fixo com uma placa metálica com 100x100x20 mm³, sobre a qual era colocado o sistema de ancoragem dos cordões, composto por cilindro e cunhas. Estes cordões atravessavam a laje de reacção do laboratório e eram fixos sob a mesma. Com este sistema estavam garantidas

as condições de apoio, permitindo rotações livres nos bordos do modelo, de maneira a simular a linha de momentos nulos.



Figura 5.13 – Aspecto geral do modelo DF1 e do macaco hidráulico.



Figura 5.14 – Aspecto geral do modelo DF4.

A carga foi introduzida por um macaco hidráulico (ENERPAC RRH 1006 com 990 kN de capacidade máxima e 160 mm de curso máximo - Figura 5.13) e para aplicação e controlo de pressão usou-se uma unidade de controlo de pressão hidráulica WALTER+BAI AG tipo NSPA 700/DIG 2000 (Figura 5.15).



Figura 5.15 – Aspecto geral do grupo hidráulico WALTER BAI AG tipo NSPA 700 / DIG 2000.

As lajes não reforçadas, foram designadas DF1 e DF4, com 100 mm e 120 mm de espessura, respectivamente. No caso das lajes reforçadas, o sistema de carga era o descrito anteriormente, mas no entanto, durante a fase de aplicação do pré-esforço dos cordões, era activada a opção “load maintainer” do grupo hidráulico, o que permitia manter a pressão, e por consequência, a força aplicada inicialmente no macaco hidráulico, evitando o aparecimento de momentos positivos na laje devido à aplicação do pré-esforço. As lajes reforçadas foram designadas por DF2 e DF3 com 100 mm de espessura e por DF5, DF6 e DF7, com 120 mm de espessura. As lajes DF2, DF3, DF5 e DF6 foram ensaiadas com pré-esforço numa única direcção (Figura 5.16), enquanto que a laje DF7 (Figura 5.17) foi ensaiada com pré-esforço em duas direcções ortogonais.

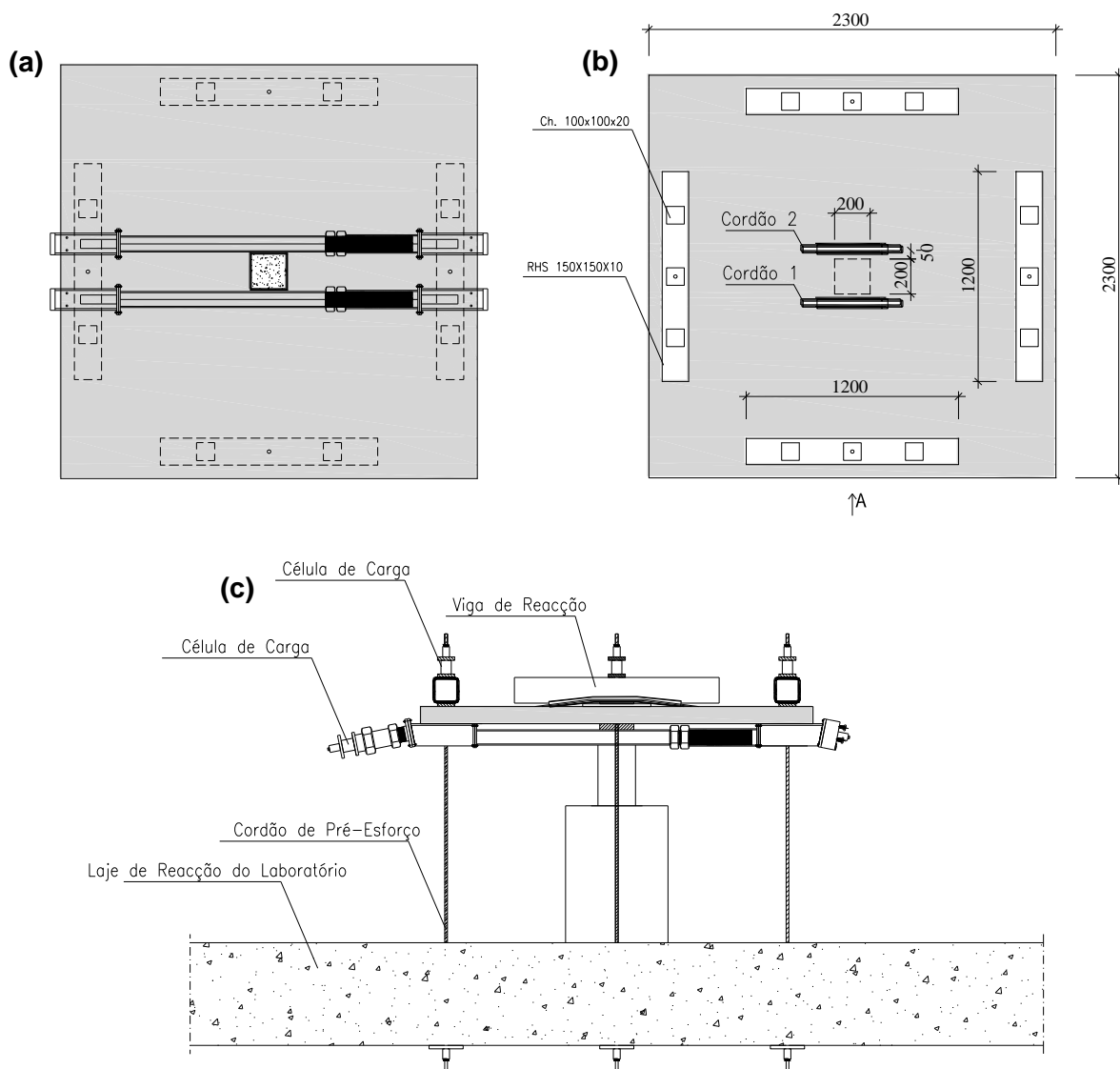


Figura 5.16 – Geometria e denominação dos cordões dos modelos DF2, DF3, DF5 e DF6, (a) vista inferior, (b) vista superior, (c) vista por A (desenho sem escala e dimensões em mm).

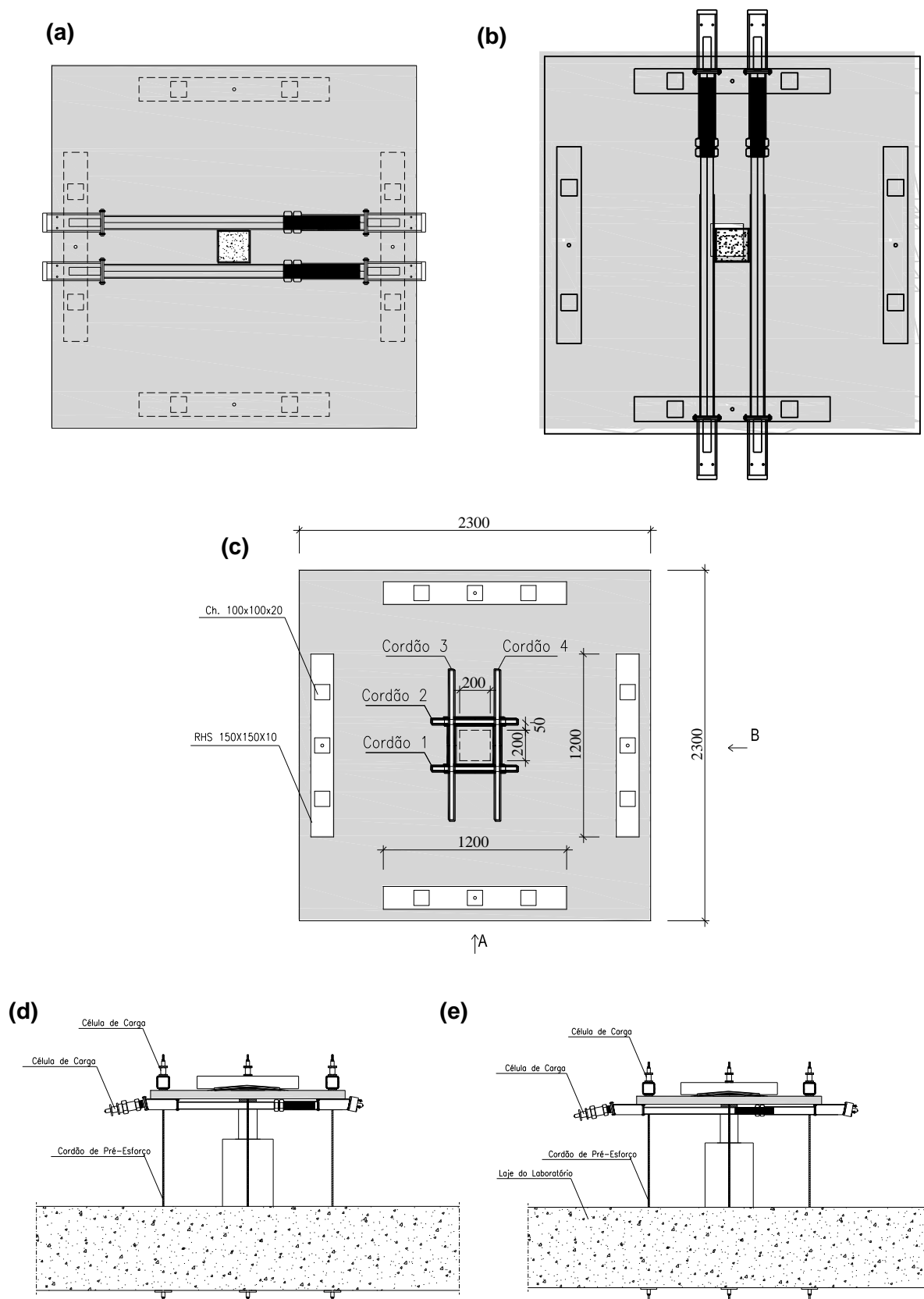


Figura 5.17 – Geometria e denominação dos cordões do modelo DF7, (a) e (b) vista inferior da aplicação de pré-esforço em duas direcções, (c) vista superior, (d) vista por A e (e) vista por B (desenho sem escala e dimensões em mm).

De seguida apresentam-se vistas gerais dos ensaios das lajes reforçadas (Figuras 5.18 a 5.22).



Figura 5.18 – Aspecto geral do modelo DF2.



Figura 5.19 – Aspecto geral do modelo DF3.



Figura 5.20 – Aspecto geral do modelo DF5.





Figura 5.21 – Aspecto geral do modelo DF6.

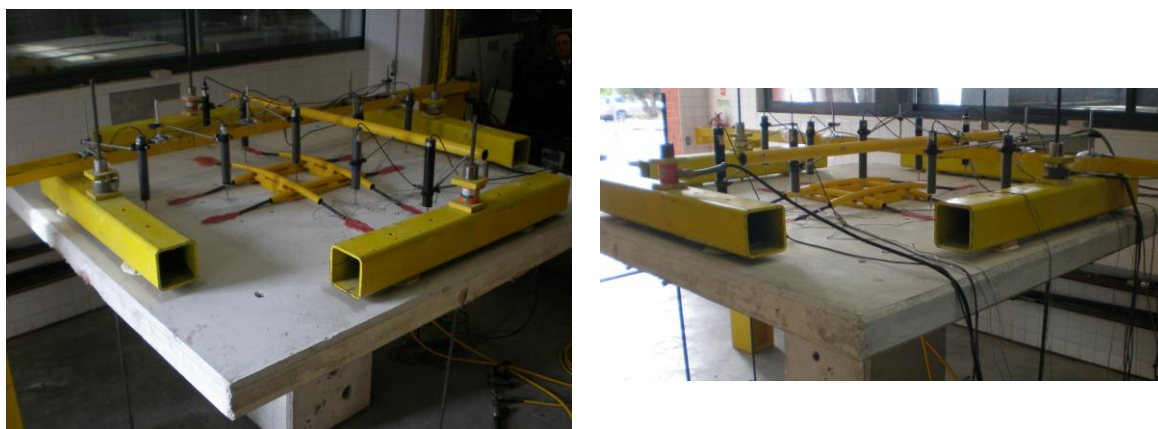


Figura 5.22 – Aspecto geral do modelo DF7.

A armadura longitudinal superior dos modelos DF1 a DF3 era constituída por trinta e nove varões de 10 mm de diâmetro em cada direcção, o que corresponde aproximadamente a uma malha de $\phi 10//0.06$. O reforço com pré-esforço foi feito na direcção da menor altura útil da armadura longitudinal ordinária superior. A armadura longitudinal inferior era constituída por 12 varões de 6 mm de diâmetro em cada direcção, o que corresponde aproximadamente a uma malha de $\phi 6//0.20$ (Figura 5.23).

A armadura longitudinal superior dos modelos DF4 a DF7 era constituída por trinta e um varões de 10 mm de diâmetro em cada direcção, o que corresponde aproximadamente a uma malha de $\phi 10//0.075$. Também neste caso, o reforço com pré-esforço foi feito na direcção da menor altura útil da armadura longitudinal ordinária superior, com excepção do modelo DF7, reforçado em ambas as direcções. A armadura longitudinal inferior era constituída por 12 varões de 6 mm de diâmetro em cada direcção, o que corresponde

aproximadamente a uma malha de $\phi 6//0.20$ (Figura 5.24). Foram ainda deixados negativos nos pontos onde a laje era atravessada pelos cordões que a fixavam à laje do laboratório.

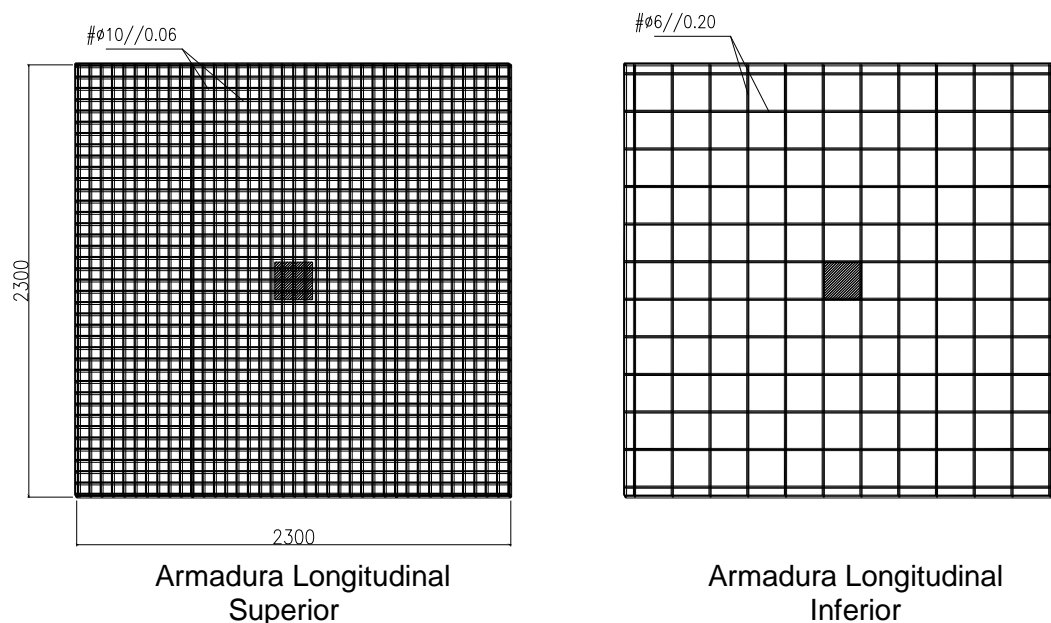


Figura 5.23 – Armaduras longitudinais dos modelos DF1 a DF3 (desenho sem escala e dimensões em mm).

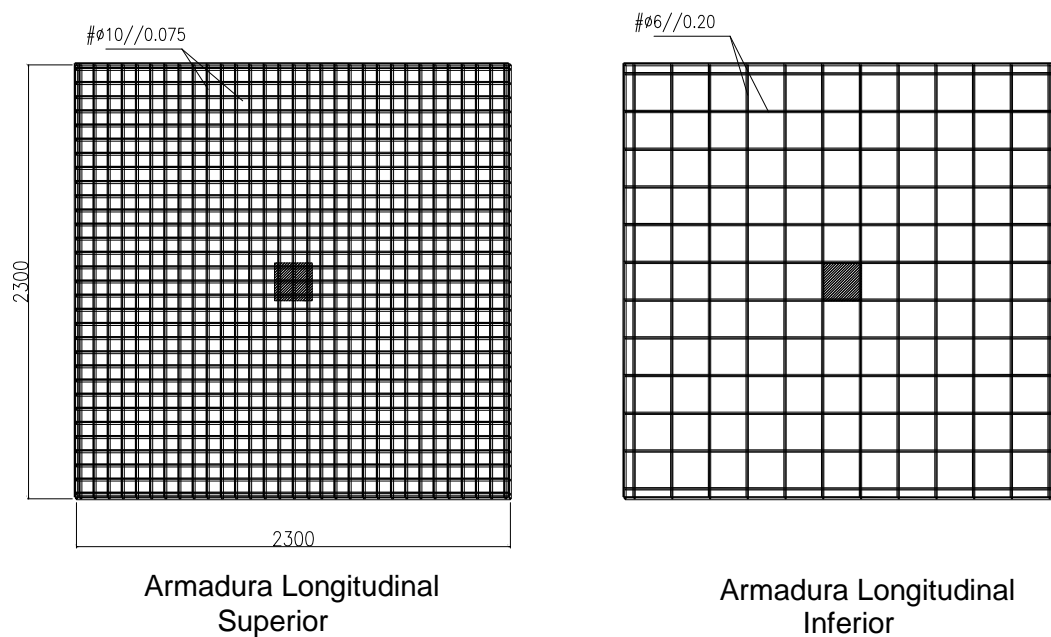


Figura 5.24 – Armaduras longitudinais dos modelos DF4 a DF7 (desenho sem escala e dimensões em mm).

Durante a elaboração dos modelos foi feito um levantamento altimétrico das armaduras ordinárias superiores, permitindo a determinação da sua altura útil média. O valor da

espessura (h), altura útil média (d) e percentagem de armadura longitudinal (ρ_l) para cada um dos modelos é apresentado no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Resumo das principais características dos modelos.

Modelo	DF1	DF2	DF3	DF4	DF5	DF6	DF7
$h^{(1)}$ (mm)	100	100	100	120	120	120	120
$d^{(2)}$ (mm)	69	67	67	88	85	84	89
$\rho_l^{(3)}$ (%)	1.91	1.97	1.97	1.20	1.24	1.26	1.19

⁽¹⁾ espessura do modelo; ⁽²⁾ altura útil média; ⁽³⁾ percentagem de armadura longitudinal superior.

No que diz respeito aos cordões, estes ficaram afastados cerca de 50 mm da face dos “pilares” e o raio da curvatura adoptado para o desviador foi de 2500 mm. A inclinação no troço recto desejada foi de cerca de 1/5, ou seja, aproximadamente 11.3°. As Figuras 5.25 a 5.27 esquematizam a geometria descrita.

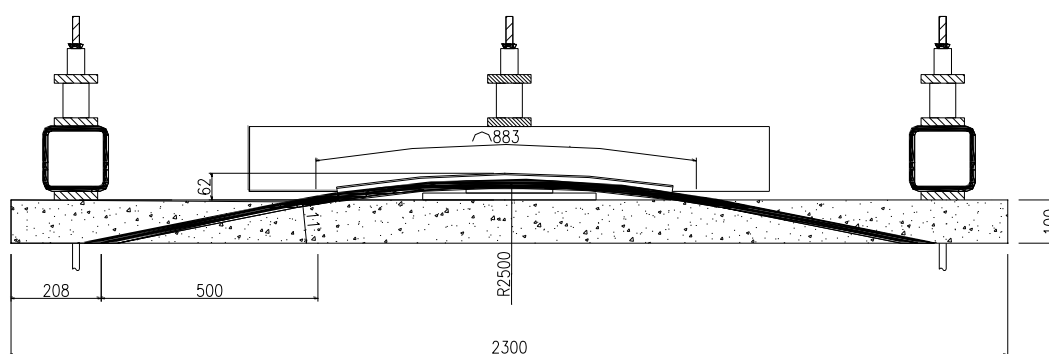


Figura 5.25 – Traçado transversal dos cordões de pré-esforço nos modelos DF2 e DF3, corte pelo cordão (desenho sem escala e dimensões em mm).

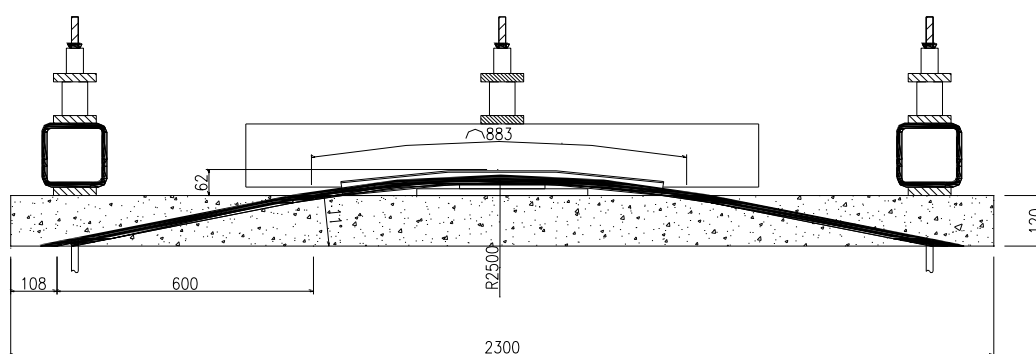


Figura 5.26 – Traçado transversal dos cordões de pré-esforço nos modelos DF5 a DF6 e traçado dos cordões 1 e 2 do modelo DF7, corte pelo cordão (desenho sem escala e dimensões em mm).

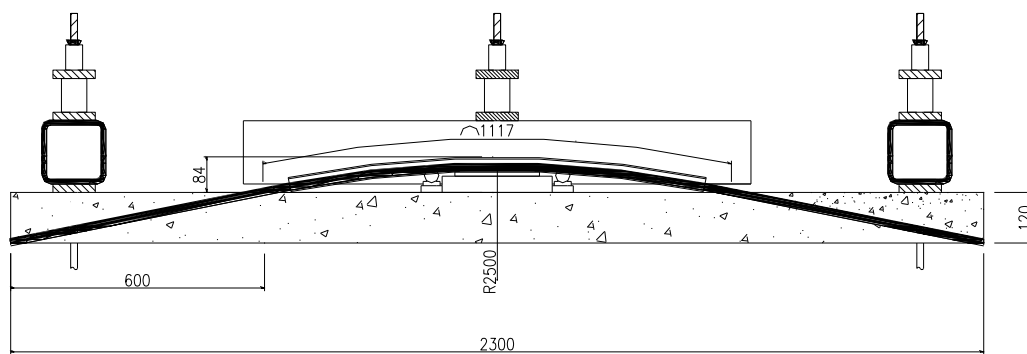


Figura 5.27 – Traçado transversal dos cordões de pré-esforço 3 e 4 do modelo DF7 (desenho sem escala e dimensões em mm).

Durante a elaboração dos modelos foi feito um levantamento das dimensões apresentadas na Figura 5.28. Com base nestas medições foi possível determinar a inclinação e o comprimento aderente de cada um dos cordões. Este comprimento aderente não é mais do que o comprimento em que o cordão está efectivamente selado com o agente de aderência em todo o seu perímetro, visto que durante a furação as zonas superficiais da laje junto ao furo ficam danificadas, não existindo portanto betão a envolver os cordões na totalidade nestas zonas.

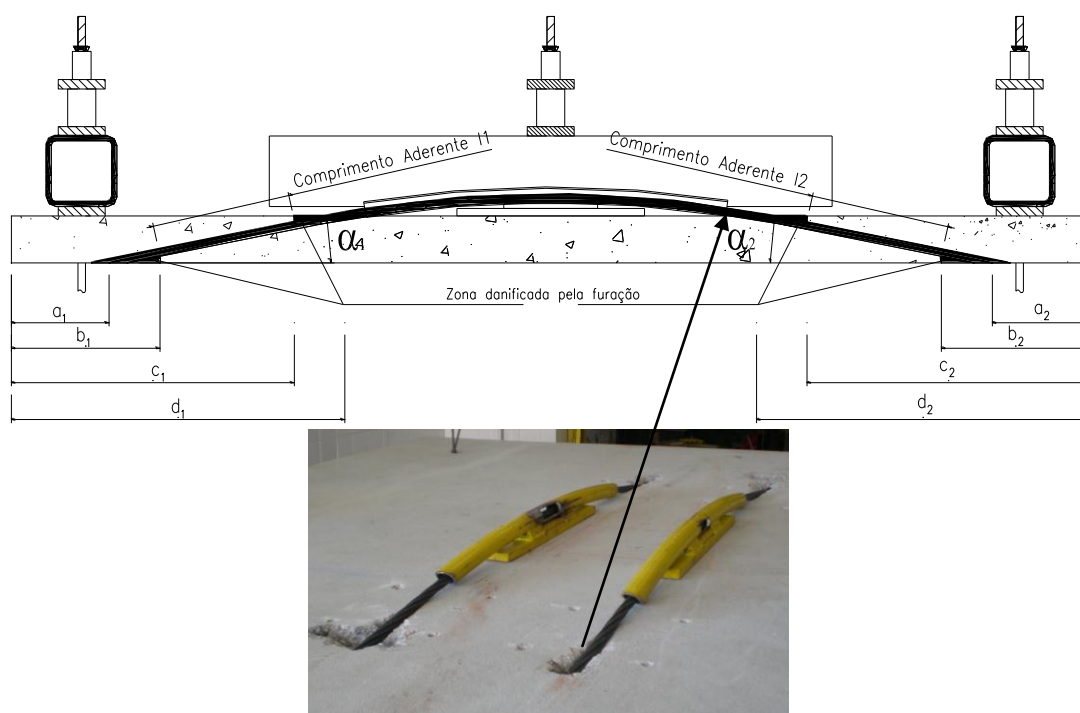


Figura 5.28 – Zonas danificadas pela furação e esquema da nomenclatura usada no Quadro 5.2 e Quadro 5.3.

A inclinação dos cordões traduz a componente vertical do pré-esforço, que é a mais importante no que diz respeito a este tipo de reforço. Na Figura 5.28 a_1 e d_1 são medidos até ao ponto em que o eixo do cordão cruza a superfície da laje. As medições são apresentadas nos Quadros 5.2 e 5.3.

Quadro 5.2 – Levantamento do posicionamento dos cordões lado esquerdo do modelo.

Modelo	Cordões	$a_1^{(1)}$ (mm)	$b_1^{(1)}$ (mm)	$c_1^{(1)}$ (mm)	$d_1^{(1)}$ (mm)	$\alpha_1^{(1)}$ (°)	$l_1^{(1)}$ (mm)
DF2	Cordão 1	190	295	570	770	9.9	279
	Cordão 2	160	265	580	770	9.4	319
DF3	Cordão 1	150	300	500	700	10.4	203
	Cordão 2	180	270	500	705	10.9	234
DF5	Cordão 1	200	310	570	730	13.0	267
	Cordão 2	150	270	570	720	12.1	307
DF6	Cordão 1	180	260	490	670	14.0	237
	Cordão 2	110	200	570	660	12.5	379
DF7	Cordão 1	0	105	405	597	11.5	306
	Cordão 2	0	100	410	580	11.9	317
	Cordão 3	0	110	420	605	11.4	316
	Cordão 4	0	90	400	600	11.5	316

⁽¹⁾ ver Figura 5.28.

Quadro 5.3 – Levantamento do posicionamento dos cordões lado direito da laje.

Modelo	Cordões	$a_2^{(1)}$ (mm)	$b_2^{(1)}$ (mm)	$c_2^{(1)}$ (mm)	$d_2^{(1)}$ (mm)	$\alpha_2^{(1)}$ (°)	$l_2^{(1)}$ (mm)
DF2	Cordão 1	175	300	615	750	10.0	320
	Cordão 2	200	290	575	750	10.4	290
DF3	Cordão 1	170	300	570	730	10.2	274
	Cordão 2	195	275	545	725	10.8	275
DF5	Cordão 1	65	150	550	690	11.0	407
	Cordão 2	120	230	560	670	12.5	338
DF6	Cordão 1	100	200	540	650	12.5	348
	Cordão 2	80	180	560	630	12.5	389
DF7	Cordão 1	0	95	335	550	12.5	246
	Cordão 2	0	105	340	560	12.3	241
	Cordão 3	0	110	395	610	11.3	291
	Cordão 4	0	90	385	603	11.4	301

⁽¹⁾ ver Figura 5.28.

Para cada cordão o comprimento aderente mínimo entre os dois lados da laje é o condicionante no que diz respeito à força transmissível por aderência. No Quadro 5.4 apresenta-se o comprimento mínimo aderente para cada um dos cordões em cada modelo.

Quadro 5.4 – Comprimentos mínimos aderentes para cada um dos cordões.

Modelo	Cordões	min ($l_1; l_2$) (mm)
DF2	Cordão 1	279
	Cordão 2	290
DF3	Cordão 1	203
	Cordão 2	234
DF5	Cordão 1	267
	Cordão 2	307
DF6	Cordão 1	237
	Cordão 2	379
DF7	Cordão 1	246
	Cordão 2	241
	Cordão 3	291
	Cordão 4	301

Convém nesta altura lembrar que os furos foram feitos sempre a partir da face superior dos modelos, como o seria num caso real. Através da análise das medições anteriores verifica-se que o comprimento médio danificado na face inferior da laje é de cerca de 103 mm enquanto na face superior é de cerca de 170 mm. Observa-se que a face onde se inicia o furo ficou mais danificada, devido ao facto de que quando se inicia o furo, a vibração da broca ser superior do que quando esta atinge a face inferior, uma vez que nessa altura a broca já estar na sua quase totalidade embebida no furo. Os furos tinham 18 mm de diâmetro e foram feitos usando brocas para betão com ponta de tungsténio modelo TE-YX da HILTI e o perfurador do tipo electro-pneumático modelo TE-50 da HILTI.

5.5 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

5.5.1 Betão

Para a caracterização do betão utilizado nos modelos experimentais foram moldados provetes cúbicos com 150mm de lado, tendo sido posteriormente ensaiados à compressão segundo a norma NP EN 12390-3 [155]. Para cada uma das lajes foram executados seis provetes, que foram ensaiados no dia da realização do ensaio do modelo respectivo. Foi

usada uma prensa FORM-TEST do tipo BETA2-3000E com uma capacidade máxima de 3000 kN. No Quadro 5.5 apresentam-se os resultados obtidos através destes ensaios. As expressões de correlação usadas para determinar as propriedades do betão com base na resistência à compressão são as sugeridas pela NP EN 1992-1-1 [150] (Exps. (5.24) e (5.25)).

Quadro 5.5 – Caracterização do betão nos modelos de laje.

Modelo	$f_{ccm}^{(1)}$ (MPa)	$f_{cm}^{(2)}$ (MPa)	$f_{ctm}^{(3)}$ (MPa)	$E_{cm}^{(4)}$ (GPa)
DF1	31.0	24.8	2.0	26.0
DF2	33.0	26.4	2.1	26.5
DF3	31.5	25.2	2.0	26.1
DF4	24.7	19.8	1.6	24.3
DF5	26.0	20.8	1.6	24.7
DF6	26.3	21.0	1.7	24.7
DF7	27.0	21.6	1.7	24.9

⁽¹⁾ valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cubos (150x150 mm²); ⁽²⁾ valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cilindros (150x300 mm²); ⁽³⁾ valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples; ⁽⁴⁾ módulo de elasticidade do betão secante entre a origem e uma tensão de $0.4f_{cm}$ de acordo com a NP EN 1992-1-1 [150].

De referir que o agregado usado na mistura do betão era do tipo calcário pelo que de acordo com ambos os documentos o valor do módulo de elasticidade deverá ser reduzido em 10%, redução esta já incluída na Exp. (5.25). Os valores de f_{ccm} foram determinados directamente através dos ensaios de provetes cúbicos, tendo sido os valores de f_{cm} calculados através da Exp. (4.6) e os valores de f_{ctm} e E_{cm} obtidos através das Exps. (5.24) e (5.25), respectivamente, nas quais f_{cm} deve ser considerado em MPa.

$$f_{ctm} = 0.30(f_{cm} - 8)^{2/3} \quad [150] \quad (5.24)$$

$$E_{cm} = 19.8 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad [150] \quad (5.25)$$

5.5.2 Aço da armadura ordinária

Foram sujeitos ao ensaio de tracção quatro provetes por cada diâmetro do aço utilizado como armadura longitudinal dos modelos. No Quadro 5.6 apresentam-se os valores médios da tensão de cedência à tracção, no caso dos varões com 10 mm de diâmetro (f_y) e da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% à tracção no caso dos varões com

6 mm de diâmetro ($f_{0.2}$). São ainda indicados os valores médios da tensão de rotura à tracção do aço (f_t). Os ensaios foram realizados obedecendo à norma NP EN10002-1 [152].

Quadro 5.6 – Caracterização do aço da armadura longitudinal.

Diâmetro Varão	Tipo	Valor médio de f_y ou $f_{0.2}^{(1)}$ (MPa)	Valor médio de $f_t^{(2)}$ (MPa)
Modelos DF1 a DF3			
$\phi 6$	ER	537	656
$\phi 10$	NR	541	637
Modelos DF4 a DF7			
$\phi 6$	ER	561	678
$\phi 10$	NR	537	648

⁽¹⁾ tensão de cedência ou tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% à tracção do aço; ⁽²⁾ tensão de rotura à tracção do aço.

5.5.3 Aço da armadura de pré-esforço e agente de aderência

As características do aço usado na armadura de pré-esforço são as descritas na secção 4.5.2.3 e as do agente de aderência as descritas na secção 4.5.2.4, relativamente ao sistema HILTI HIT RE-500, uma vez que foi este o agente de aderência usado nos ensaios a que diz respeito este capítulo.

5.6 INSTRUMENTAÇÃO DOS ENSAIOS

Para quantificar a carga vertical aplicada aos modelos foram instaladas quatro células de carga, uma em cada viga de reacção. Foram utilizadas duas células de carga do tipo KC-20M da TML e duas do tipo C6A da HBM, todas com 200 kN de capacidade máxima, cuja localização em planta pode ser vista na Figura 5.29.

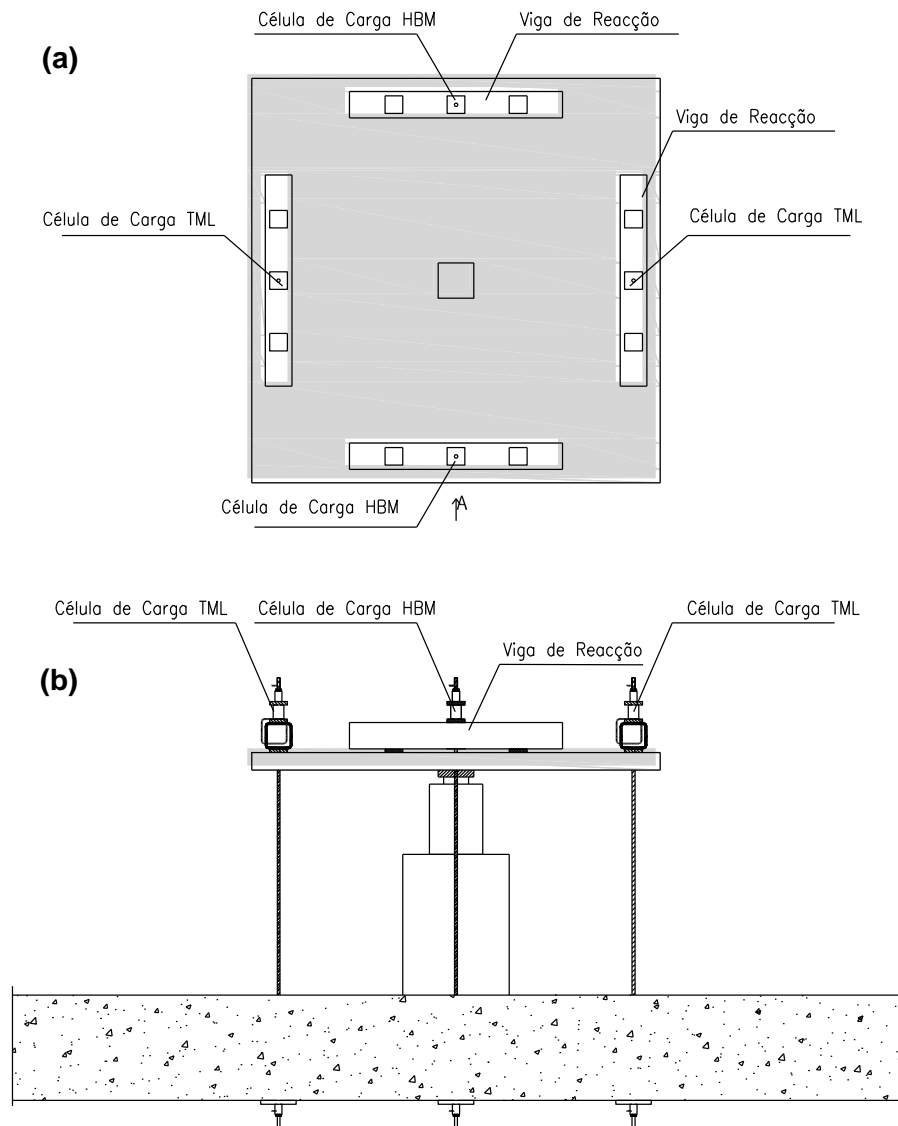


Figura 5.29 – Localização em planta e em corte das células de carga, (a) planta, (b) vista por A.

Para medir os deslocamentos verticais da laje foram instalados cinco a nove deflectómetros eléctricos, conforme o ensaio, apoiados num pórtico metálico, por intermédio de bases magnéticas. A disposição em planta dos deflectómetros é a apresentada na Figura 5.30 e pode também ser visualizada nas Figuras 5.13 e 5.14 e nas Figuras 5.18 a 5.22. De referir que no modelo DF1 usaram-se os deflectómetros 1 a 5, nos modelos DF2 a DF6 os deflectómetros 1 a 7 e no modelo DF7 os deflectómetros 1 a 9. Os deflectómetros eram do tipo CDP-100 da TML. Os deflectómetros 1 a 5 ficaram posicionados coincidentes com a direcção do pré-esforço nos modelos com pré-esforço numa única direcção (cordões 1 e 2), ou seja na direcção de menor altura útil da armadura longitudinal superior. Os deflectómetros 6 a 9 ficam na direcção perpendicular (coincidente com a direcção dos cordões 3 e 4 do modelo DF7), ou seja na direcção de maior altura útil da armadura

longitudinal superior. Na Figura 5.30 foram omitidos alguns elementos do sistema de ensaio para melhor visualização dos deflectómetros.

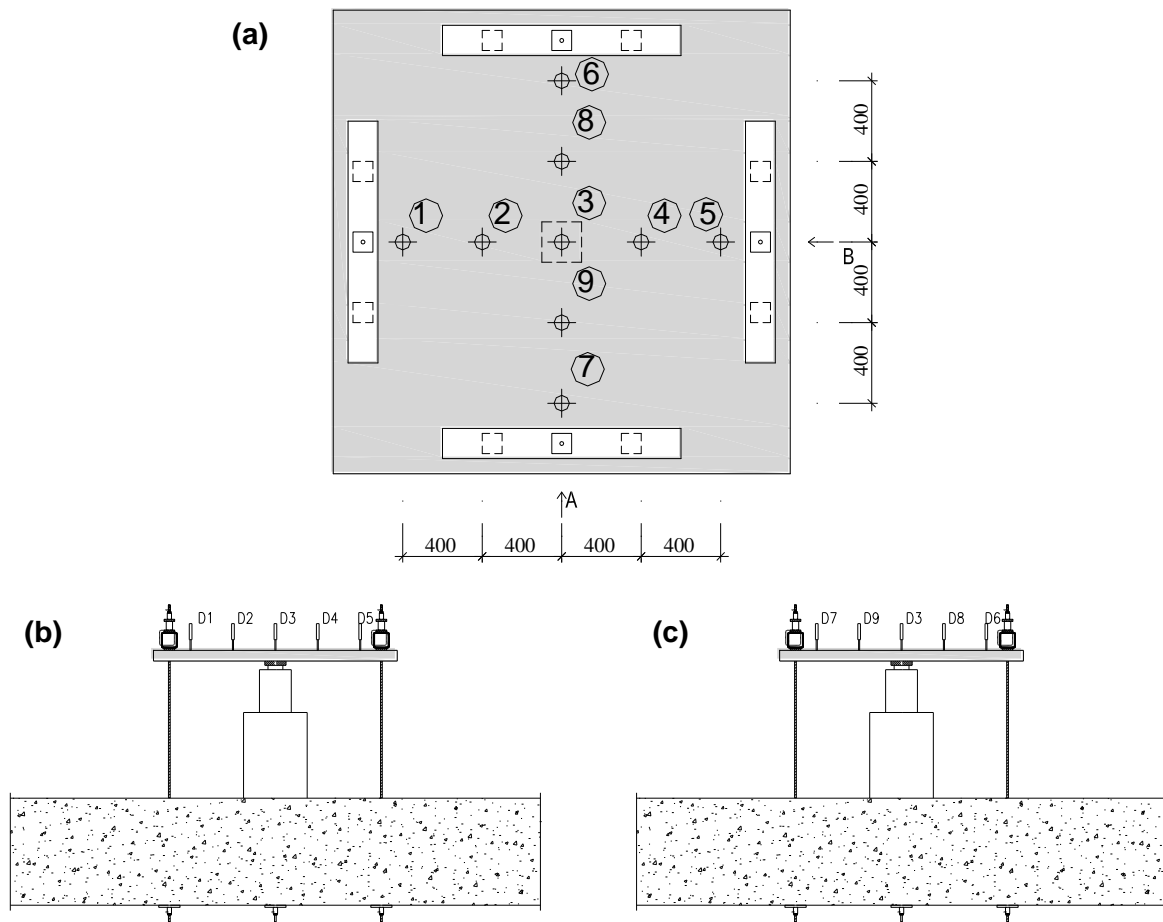


Figura 5.30 – Localização dos deflectómetros, (a) em planta, (b) vista por A e (c) vista por B DF7 (desenho sem escala e dimensões em mm).

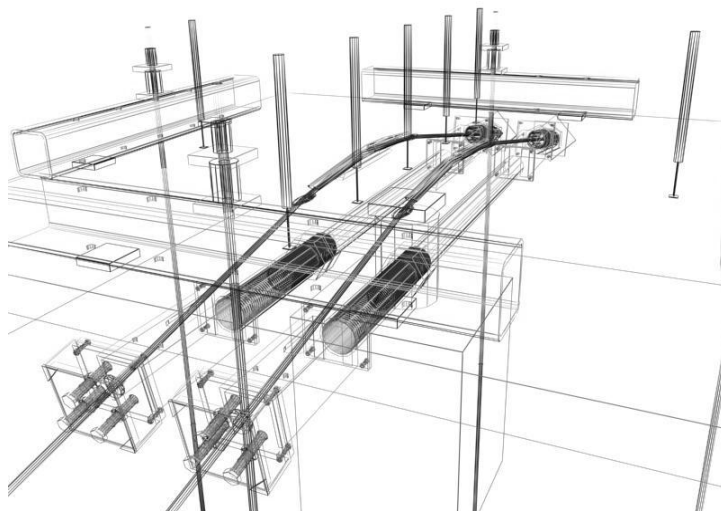


Figura 5.31 – Perspectiva do posicionamento dos deflectómetros.

Antes da betonagem dos modelos, foram colados extensómetros eléctricos em três varões da armadura longitudinal superior (de maior altura útil), junto ao pilar central. Em cada varão instrumentado colaram-se dois extensómetros em posições diametralmente opostas. Os extensómetros utilizados eram do tipo FLA-5-11 da TML com 120 ohms. A localização dos extensómetros pode ser observada na Figura 5.32, e são denominados de Ext.1 a Ext. 6.

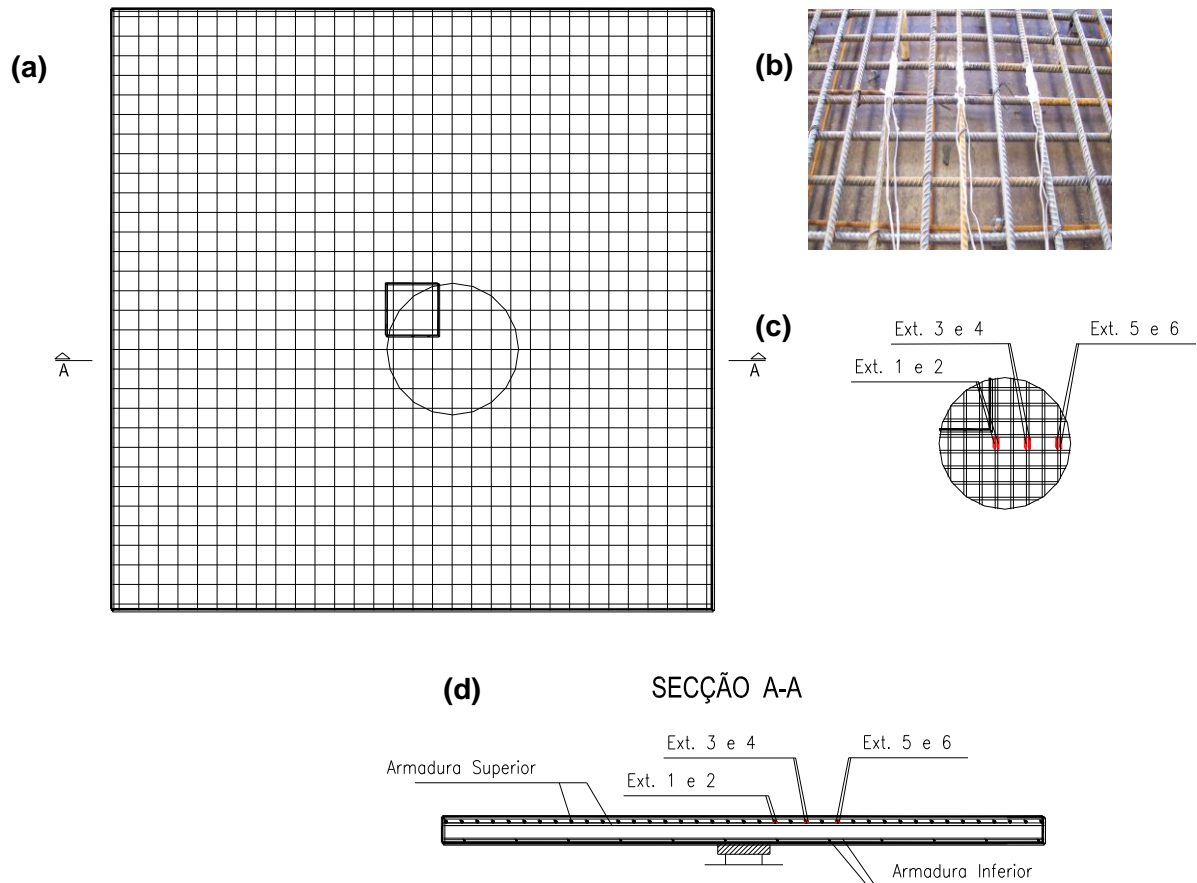


Figura 5.32 – Localização dos extensómetros eléctricos (a) localização em planta, (b) e (c) localização detalhada nos varões e (d) localização em corte.

Durante a aplicação do pré-esforço nas lajes foi colocada numa das extremidades de cada um dos cordões uma célula de carga do tipo KC-20M da TML com 200 kN de capacidade máxima (Figuras 5.16, 5.17 e 5.33), com o objectivo de monitorizar a força de pré-esforço instalada durante a fase de aplicação do pré-esforço.

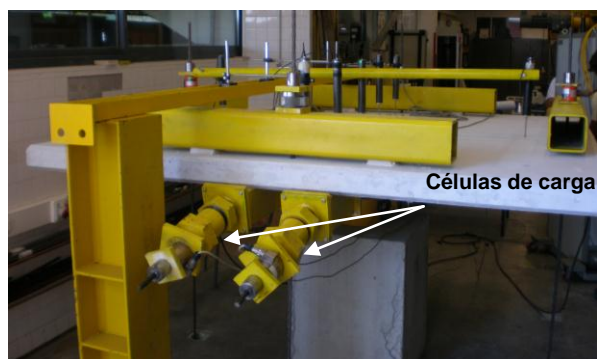


Figura 5.33 – Células de carga nas extremidades das bielas de aplicação de carga.

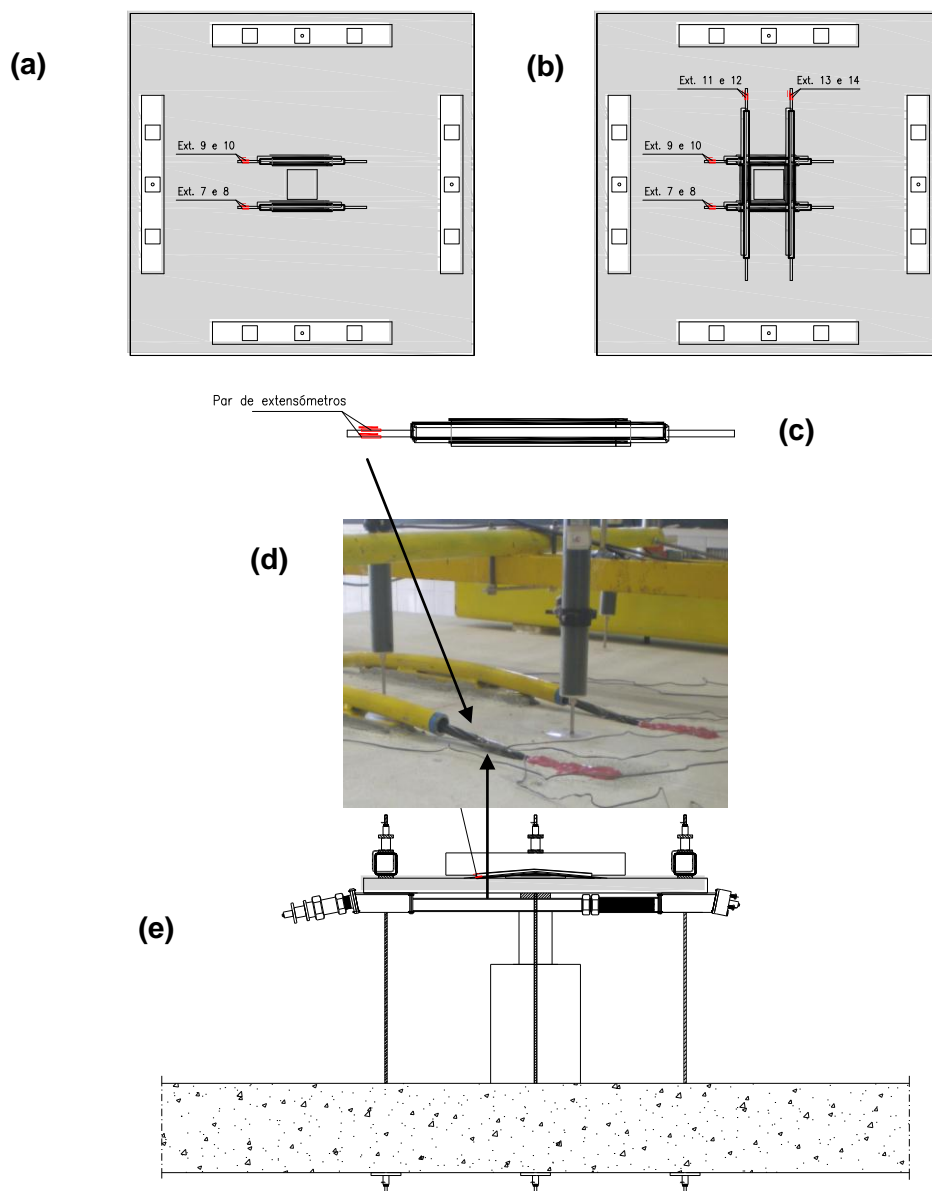


Figura 5.34 – Localização dos extensómetros eléctricos colados aos cordões de pré-esforço, (a) caso de pré-esforço unidireccional, (b) bidireccional, (c) posicionamento no cordão em planta, (d) e (e) vista lateral.

Em relação à monitorização de evolução da força de pré-esforço nos cordões durante o ensaio procedeu-se da seguinte forma: colou-se um par de extensómetros em cada um dos cordões, e à medida que estes eram pré-esforçados, obteve-se uma relação entre a força medida nas células de carga colocadas em cada cordão (Figuras 5.16, 5.17 e 5.33) e os valores médios medidos pelo par de extensómetros correspondente (Figura 5.34). Verificou-se que esta relação era aproximadamente linear para o nível de cargas atingido. Após determinação desta relação e com base nas leituras que se iam obtendo no decorrer dos ensaios, pelo par de extensómetros, foi possível determinar a evolução das forças nos cordões na fase de ensaio até à rotura e mesmo em pós-rotura.

Toda a instrumentação atrás referida estava ligada a quatro unidades de aquisição de dados colocados em série, modelo Data Logger HBM Spider 8.

5.7 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

5.7.1 Modelos DF1 e DF4

Os modelos DF1 e DF4 correspondem aos modelos padrão e serviram de termo de comparação com as lajes reforçadas.

A carga foi aplicada a uma velocidade constante de 150 N/s, tendo-se procedido a leituras com um intervalo de um segundo, de todas as grandezas instrumentadas, até se atingir a rotura por punçoamento para uma carga de 190.7 kN e de 199.0 kN para as lajes DF1 e DF4, respectivamente (Figura 5.35).

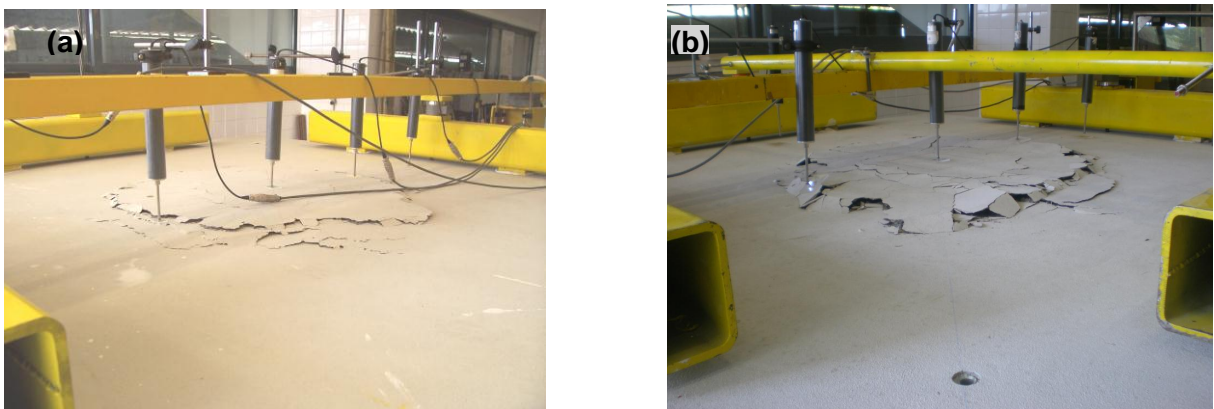


Figura 5.35 – Vistas da rotura por punçoamento dos modelos (a) DF1 e (b) DF4.

5.7.2 Modelos DF2, DF3, DF5 e DF6

Numa primeira fase os modelos DF2, DF3, DF5 e DF6 foram carregados da mesma forma que os modelos de referência até se atingir um valor de cerca de 40% da carga de rotura do modelo DF1, no caso das lajes DF2 e DF3 e de cerca de 40% da carga de rotura do modelo DF4, no caso das lajes DF5 e DF6. Após ter-se atingido o valor referido, a carga foi mantida através da opção “load maintainer” do grupo hidráulico. Nesta altura procedeu-se à aplicação do pré-esforço de cada par de cordões simultaneamente, sendo que cada um deles foi pré-esforçado alternadamente pelas duas extremidades. A força inicial aplicada nos cordões foi escolhida tendo em conta os comprimentos mínimos aderentes disponíveis apresentados no Quadro 5.4, e também tendo em conta que a tensão média τ_{trans} obtida nos ensaios de *push-in* foi de 5.2 MPa. Posteriormente procedeu-se à injeção do agente de aderência. Após a cura do agente de aderência, 24 horas após a injeção, transferiu-se a força de pré-esforço para a laje por aderência e retirou-se o sistema de aplicação de pré-esforço. Por fim a laje foi carregada à velocidade referida anteriormente até atingir a rotura por punçoamento. Na Figura 5.36 apresenta-se uma vista da rotura do modelo DF6. Mais fotos das roturas por punçoamento das lajes ensaiadas podem ser visualizadas no Anexo II.

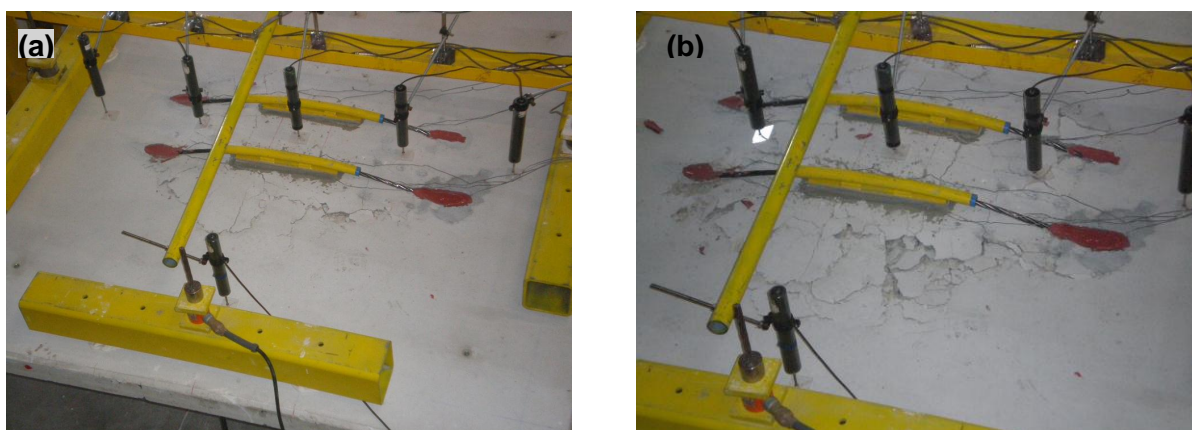


Figura 5.36 – Vista da rotura por punçoamento do modelo DF6, (a) vista geral e (b) vista pormenorizada.

5.7.3 Modelo DF7

O modelo DF7 apenas difere dos modelos anteriores no facto de ter pré-esforço nas duas direcções. Desta forma, a fase de aplicação de pré-esforço dividiu-se em duas: uma primeira em que se pré-esforçaram os cordões 1 e 2 simultaneamente, injectou-se o agente de aderência, esperou-se pela sua cura, transmitiu-se o pré-esforço para o modelo por aderência e retirou-se o sistema de aplicação de pré-esforço; a segunda em que se repetiu

esta operação para os cordões 3 e 4. Após estas operações o modelo foi carregado até se atingir a rotura por punçoamento (Figura 5.37).

Todos os modelos tiveram uma rotura repentina, com perda significativa de carga. Os valores obtidos de carga de rotura experimentais por punçoamento (V_{exp}) dos vários modelos são os apresentados no Quadro 5.7

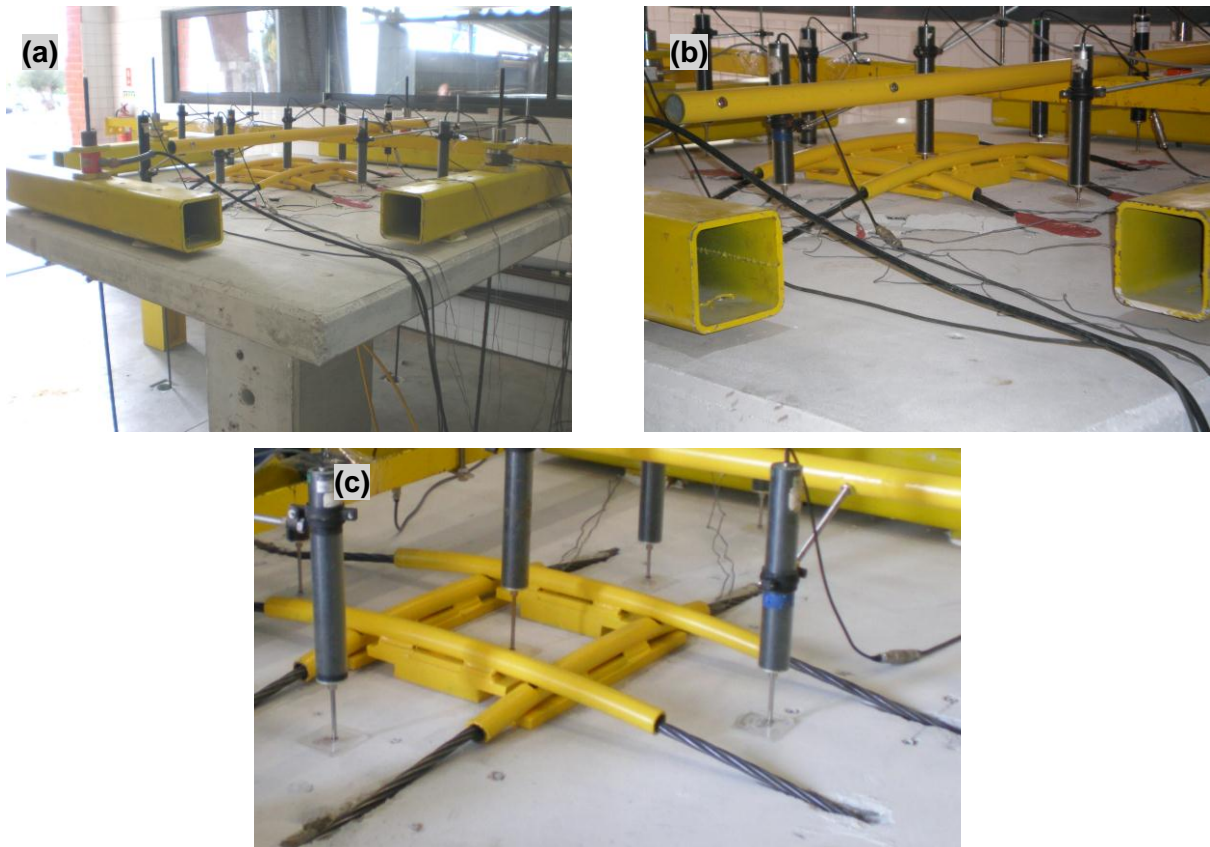


Figura 5.37 – Vista da rotura por punçoamento do modelo DF7, (a) e (b) vista geral e (c) vista pormenorizada dos desviadores.

Quadro 5.7 - Valores da carga de rotura por punçoamento dos vários modelos.

Modelo	DF1	DF2	DF3	DF4	DF5	DF6	DF7
$V_{exp}^{(1)}$ (kN)	190.7	272.9	254.6	199.0	295.0	292.7	319.5

⁽¹⁾ carga de rotura experimental por punçoamento.

5.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.8.1 Evolução das forças nos cordões de pré-esforço

Tal como exposto na secção 5.6, foram colocadas células de carga numa das extremidades de cada um dos cordões de pré-esforço, as quais permitiram monitorizar a força aplicada no cordão. No entanto, após a retirada do sistema de aplicação de pré-esforço não é possível a medição das forças por intermédio destas. Desta forma, optou-se por colar um par de extensómetros em cada cordão, permitindo relacionar os valores lidos em cada par de extensómetros com a leitura dada pelas células de carga durante a operação de pré-esforço. Nas Figuras 5.38 a 5.42 apresentam-se as relações força/extensão obtidas para cada um dos modelos de lajes.

Constatou-se que a relação força/extensão é aproximadamente linear, tendo-se usado esta relação para a determinação da evolução das forças nos cordões de pré-esforço durante o ensaio até à rotura. Chama-se a atenção para o facto de que cada cordão tem a sua própria relação força/extensão e que apesar dos valores das extensões poderem ser relacionados com a força lida na célula de carga, estes não representam a verdadeira extensão longitudinal dos cordões, uma vez que os extensómetros são colados aos fios do cordão que estão entrelaçados, acabando por introduzir um erro em relação à extensão longitudinal do cordão. As extensões apresentadas são obtidas com base na média das leituras em cada par de extensómetros.

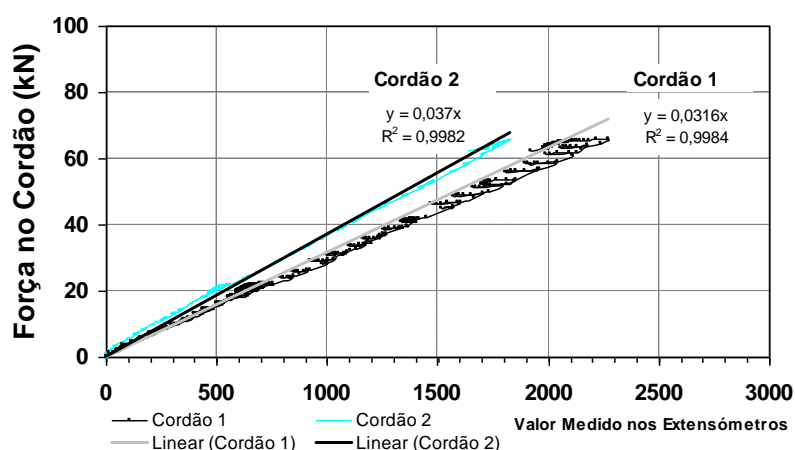


Figura 5.38 –Relação entre a força lida na célula de carga e as extensões nos cordões do modelo DF2.

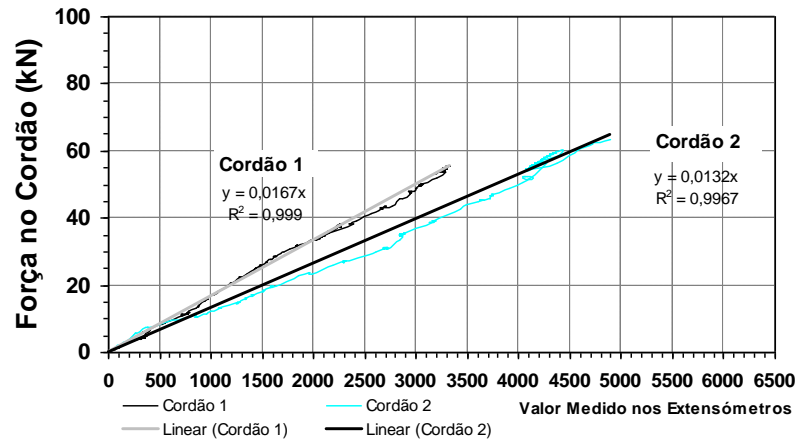


Figura 5.39 –Relação entre a força lida na célula de carga e as extensões nos cordões do modelo DF3.

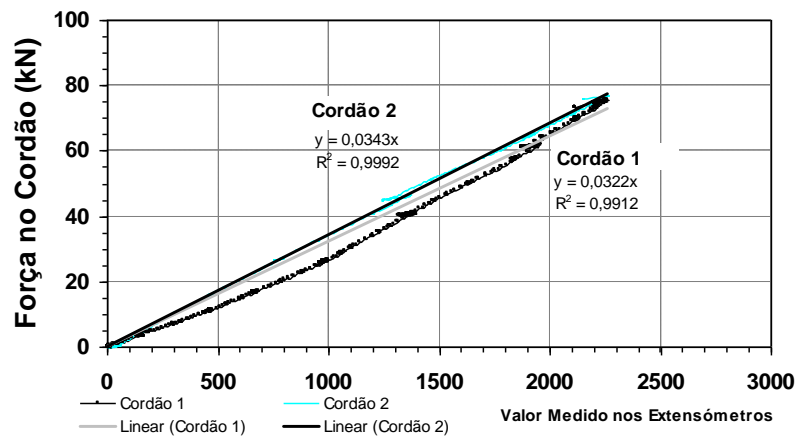


Figura 5.40 –Relação entre a força lida na célula de carga e as extensões nos cordões do modelo DF5.

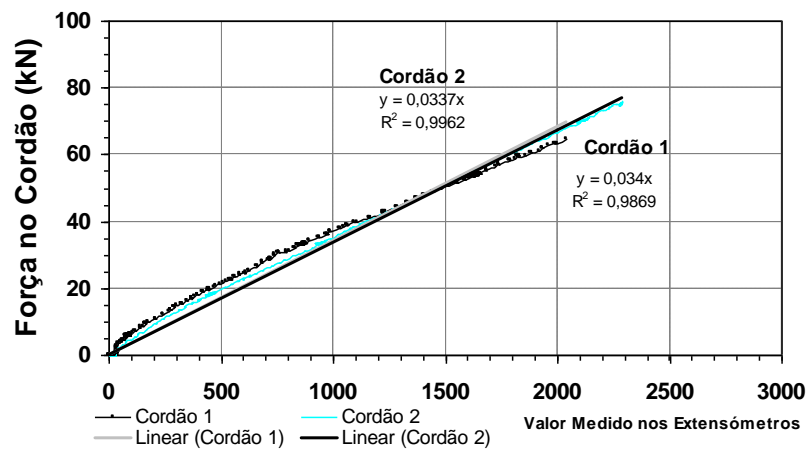


Figura 5.41 –Relação entre a força lida na célula de carga e as extensões nos cordões do modelo DF6.

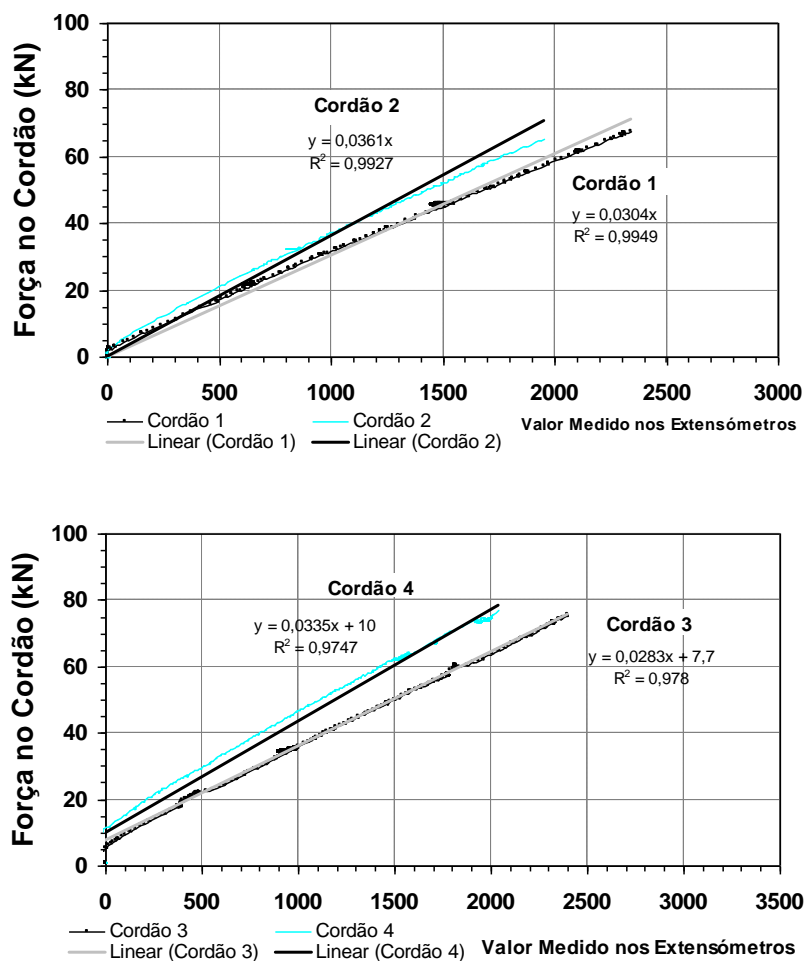


Figura 5.42 –Relação entre a força lida na célula de carga e as extensões nos cordões do modelo DF7.

Em todas as figuras é apresentada uma aproximação linear para cada um dos cordões, em que R^2 (Exp. (4.21)) representa o coeficiente de determinação usado para quantificar a capacidade explicativa de um modelo.

Na Figura 5.38, é importante mencionar que a aproximação realizada aos resultados do cordão 1 está junto aos pontos posicionados mais à esquerda da linha traçada, uma vez que é nesta zona que se encontram maior número de pontos registados, sendo que os restantes, são pontos esporádicos resultantes do processo de tensionamento.

As Figuras 5.43 a 5.48 apresentam a evolução das forças nos cordões durante o ensaio a partir da fase de transmissão do pré-esforço e durante a fase de carregamento até que se atinja a rotura das lajes. O primeiro troço, para carga constante, corresponde à perda de pré-esforço inicial que ocorre durante a transmissão do pré-esforço da escora para a laje.

Após a operação de transmissão do pré-esforço, a laje volta a ser carregada até se atingir a rotura por punçoamento, ocorrendo um incremento no valor do pré-esforço com o carregamento da laje.

Relativamente aos modelos DF2 e DF3, verifica-se um aumento constante de força nos cordões com o aumento de carga na laje até se atingir a rotura por punçoamento. A inclinação das linhas de ambos os cordões é semelhante, indicando que não houve nenhum desequilíbrio durante o carregamento da laje. No modelo DF5 verifica-se que a perda instantânea é sensivelmente a mesma para ambos os cordões, mas que a evolução dos valores das forças diverge com o carregamento da laje. Estas diferenças podem surgir, devido a desequilíbrios durante o carregamento da laje, implicando um incremento de força num dos cordões e diminuição em valor semelhante no outro.

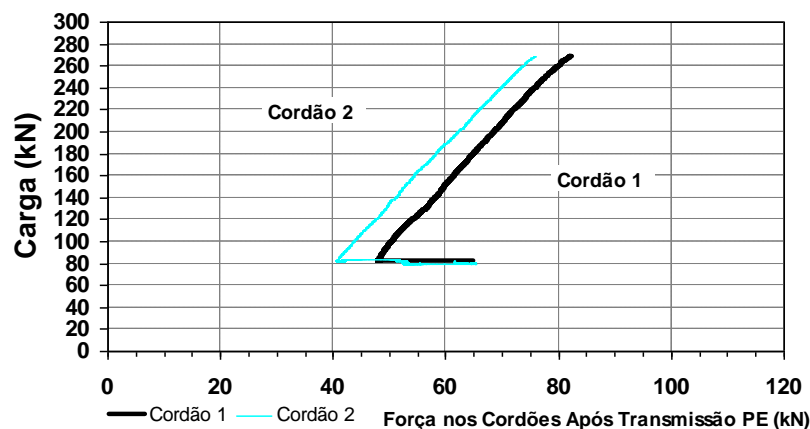


Figura 5.43 – Evolução das forças nos cordões do modelo DF2.

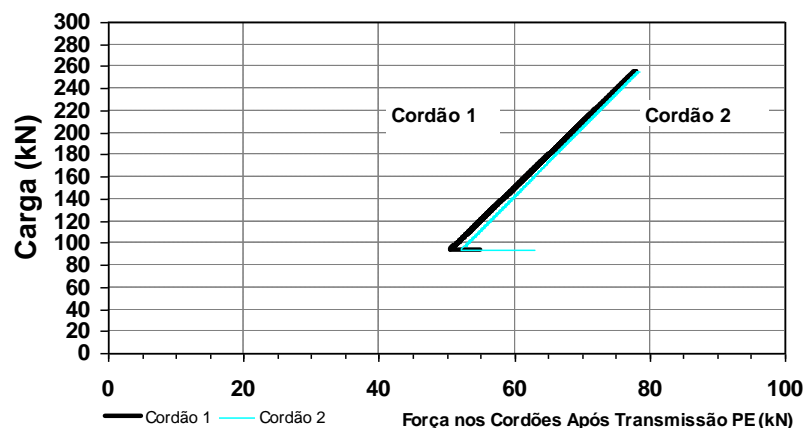


Figura 5.44 – Evolução das forças nos cordões do modelo DF3.

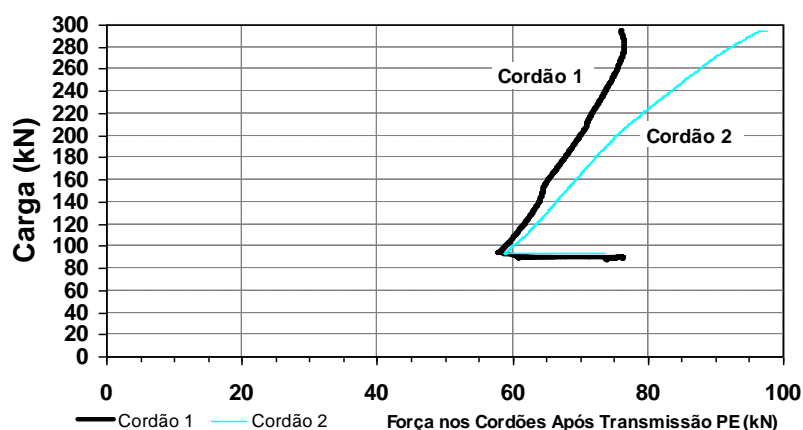


Figura 5.45 – Evolução das forças nos cordões do modelo DF5.

No modelo DF6 verifica-se que enquanto o cordão 2 não registou perda instantânea de força, o cordão 1 apresentou uma perda de força semelhante às registadas nos restantes modelos. Na fase de carregamento a evolução de cargas nos cordões é semelhante, embora, no cordão 2, para uma carga na laje de cerca de 120 kN se registre uma perda brusca de força de cerca de 9 kN, devendo-se este facto a um ajustamento na base do desviador.

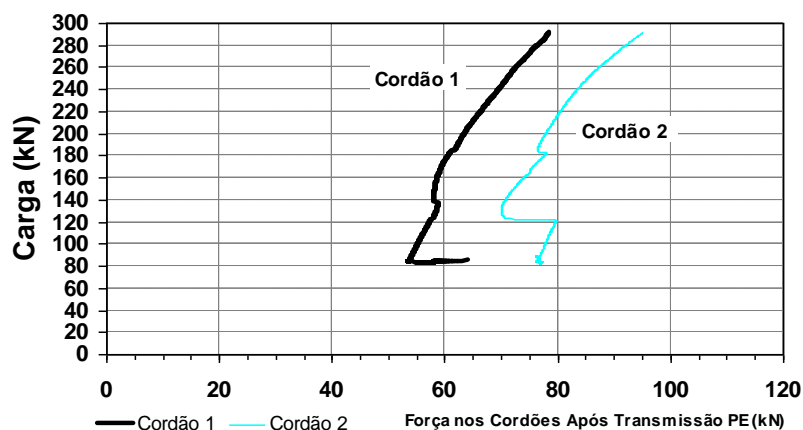


Figura 5.46 – Evolução das forças nos cordões do modelo DF6.

No modelo DF7 verifica-se que os cordões 1 e 2 têm comportamentos semelhantes aos apresentados anteriormente. Já os cordões 3 e 4 apresentam um comportamento completamente diferente. No entanto, este comportamento já era esperado uma vez que

durante a injeção destes últimos cordões houve muita perda de agente de aderência pela zona inferior da laje, tendo sido necessário recarregar a pistola de injeção, provocando entrada de ar no furo, o qual não foi expelido pelo topo. A presença de ar ao longo do furo fez com que o comprimento aderente ficasse irregularmente preenchido e consequentemente com um comprimento aderente efectivo inferior.

Assim, o comportamento final não foi o desejado, tendo ocorrido mesmo perda de força no cordão 3 durante o carregamento da laje.

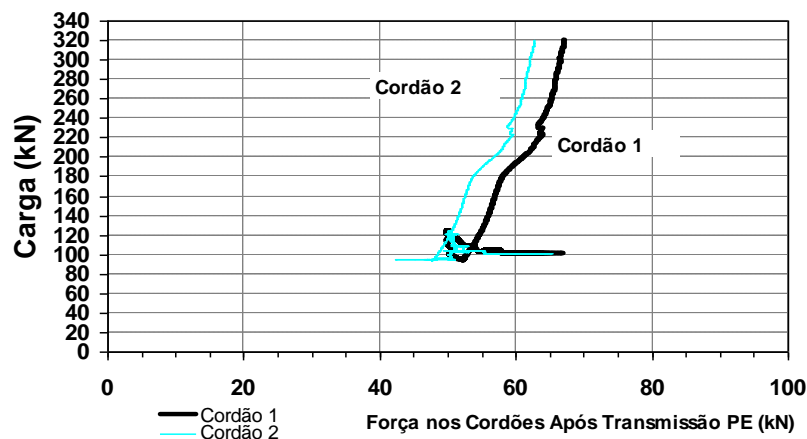


Figura 5.47 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 do modelo DF7.

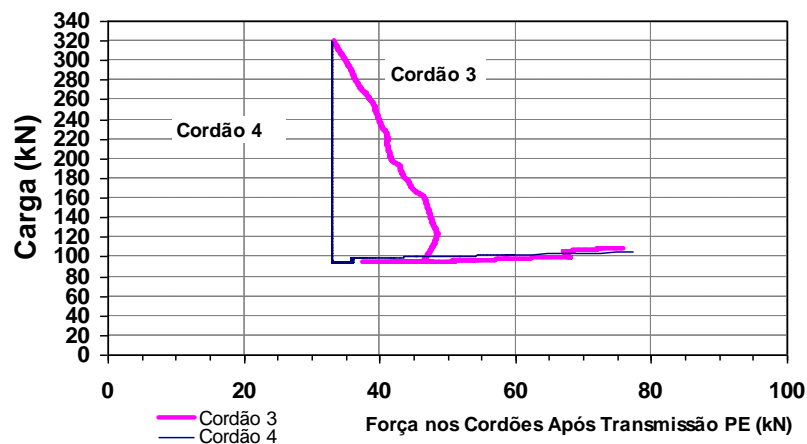


Figura 5.48 – Evolução das forças nos cordões 3 e 4 do modelo DF7.

5.8.1.1 Considerações finais

No Quadro 5.8 apresentam-se os valores das forças durante as diversas fases dos ensaios. Apresentam-se também os valores da tensão de aderência mobilizada na

transmissão de forças da biela para a laje, calculadas usando o modelo de tensão uniforme, mencionado no capítulo 4.

Quadro 5.8 – Forças nos cordões em várias fases dos ensaios.

Modelo	Cordões	$P_{\max,i}^{(1)}$ (kN)	$\tau_{\max,i}^{(2)}$ (MPa)	$P_{0,i}^{(3)}$ (kN)	$\tau_{0,i}^{(4)}$ (MPa)	$\Delta P_{\text{inicial},i}^{(5)}$ (kN)	$P_{\text{final},i}^{(6)}$ (kN)	$\tau_{\text{final},i}^{(7)}$ (MPa)	$\Delta P_{\text{final},i}^{(8)}$ (kN)
DF2	C1	64.8	4.9	48.0	3.6	16.8	84.3	6.3	36.3
	C2	62.1	4.5	40.5	2.9	21.6	76.7	5.5	36.3
DF3	C1	55.0	5.7	50.5	5.2	4.5	78.1	8.0	27.6
	C2	63.0	5.6	52.0	4.7	11.0	78.6	7.0	26.6
DF5	C1	73.6	4.9	58.3	4.6	15.3	76.1	6.0	17.8
	C2	75.8	4.5	59.4	4.1	16.4	97.6	6.7	38.2
DF6	C1	64.2	5.7	53.9	4.8	10.3	79.0	7.0	25.1
	C2	74.9	5.6	74.3	4.1	0.6	96.7	5.3	22.4
DF7	C1	66.9	4.9	55.3	4.5	11.6	67.2	5.7	11.8
	C2	65.2	4.5	51.5	4.3	13.7	62.7	5.5	11.2
	C3	75.7	5.7	46.4	3.7	29.3	33.3	2.4	-13.1
	C4	77.2	5.6	33.0	2.5	44.2	33.0	2.3	0.0

⁽¹⁾ valor de pré-esforço aplicado em cada cordão; ⁽²⁾ tensão de aderência correspondente a $P_{\max,i}$; ⁽³⁾ valor do pré-esforço transmitido após perdas instantâneas para cada cordão; ⁽⁴⁾ tensão de aderência correspondente a $P_{0,i}$; ⁽⁵⁾ perda de força instantânea em cada cordão = $P_{\max,i} - P_{0,i}$; ⁽⁶⁾ valor de pré-esforço final em cada cordão na rotura; ⁽⁷⁾ tensão de aderência correspondente a $P_{\text{final},i}$; ⁽⁸⁾ incremento de força até atingir rotura = $P_{\text{final},i} - P_{0,i}$.

Neste quadro as designações dos cordões são abreviadas para C1, C2, C3 e C4 no caso dos cordões 1, 2, 3 e 4, respectivamente. Para o cálculo das tensões de aderência foram usados os comprimentos aderentes apresentados no Quadro 5.4 na secção 5.4. Por observação do Quadro 5.8, verifica-se que os valores mais elevados das tensões de aderência $\tau_{0,i}$ (coluna 4), estão muito próximo do valor médio determinado no Capítulo 4 de $\tau_{\text{trans}}=5.2$ MPa determinado com base nos resultados dos ensaios de *push-in*.

Os valores mais elevados de perdas de força no cordão no momento de transmissão (C3 e C4 de DF7) coincidem com aqueles em que existiram problemas durante a injeção do agente de aderência. Na Figura 5.49 observa-se um corte na laje passando por um dos cordões selados, mostrando como o cordão fica selado no interior do furo. Como se observa nesta figura a espessura de agente de aderência é relativamente pequena e o envolvimento do cordão não é uniforme, tal como seria de esperar, visto ser difícil o perfeito posicionamento do cordão na zona central do furo.

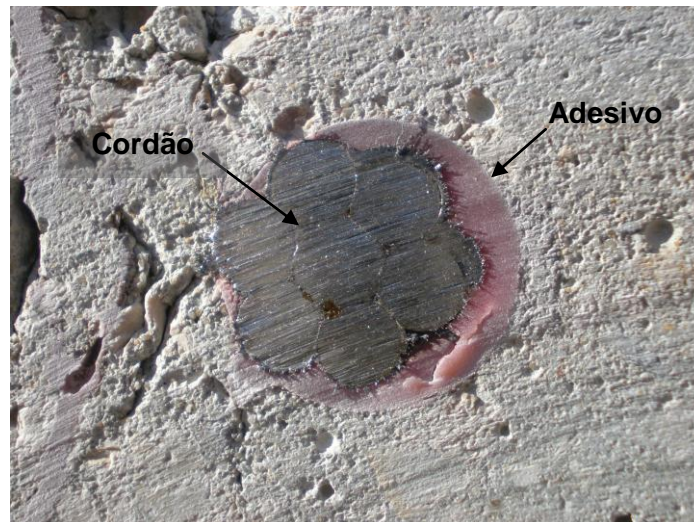


Figura 5.49 – Exemplo de um cordão selado no interior de um furo.

As perdas de força instantâneas ocorridas durante a fase de transmissão surgem por uma conjugação de vários fenómenos, nomeadamente, devido à deformação da laje por compressão devido ao pré-esforço e devido à existência de forças de desvio parasitas à saída do cordão na face superior que provocam esmagamento do agente de aderência na direcção radial.

Com base nos resultados apresentados no Quadro 5.8 (coluna 7) verifica-se que o valor médio das perdas foi de aproximadamente 12 kN se não se tiver em conta os cordões 3 e 4 do modelo DF7, correspondendo a um encurtamento do cordão de cerca de 0.70 mm. Este valor é consideravelmente inferior ao valor de 6 mm correspondente à reentrada das cunhas quando se aplica o sistema de aplicação de pré-esforço tradicional. Recomenda-se no entanto que em termos de dimensionamento se adopte um encurtamento dos cordões de 1.0 mm, de uma forma conservativa.

Como se verifica por observação das figuras anteriores o valor da força nos cordões a partir do momento em que a laje é carregada até atingir a rotura por punção, apresenta um aumento médio de cerca de 28.8 kN, que corresponde a uma variação de tensão no cordão de cerca de 205 MPa, se se omitir o aumento de força registado nos cordões do modelo DF7. Os valores da tensão de aderência $\tau_{final,i}$ registados no Quadro 5.4 ficaram longe do valor médio obtido com base nos resultados de *pull-out* de $\tau_{max}=12.0$ MPa, descritos no Capítulo 4, existindo ainda uma margem grande entre o valor máximo registado e aquele valor.

5.8.2 Deslocamentos verticais

Os deflectómetros eléctricos usados (denominados usualmente por LVDT – *linear variable differential transformer*) permitiram determinar os deslocamentos relativos da laje em relação ao pilar central (deflectómetro 3). A localização dos deflectómetros está ilustrada na Figura 5.30. Para uma fácil interpretação dos resultados obtidos foram elaborados gráficos com a evolução dos deslocamentos verticais em função da carga vertical e gráficos com as deformadas para vários patamares de carga. Os deslocamentos apresentados resultam das médias entre os deslocamentos medidos pelos deflectómetros D1 e D5 (indicado nos gráficos por D1 e D5), D2 e D4 (indicado nos gráficos por D2 e D4), D6 e D7 (indicado nos gráficos por D6 e D7) e ainda D8 e D9 (indicado nos gráficos por D8 e D9), relativamente a D3. De referir que as cargas apresentadas incluem o peso próprio da laje e dos elementos colocados sobre esta. Nos gráficos onde se compara a carga aplicada na laje com os deslocamentos verifica-se a existência de três fases distintas: a primeira correspondente a um comportamento aproximadamente elástico, em que o betão e as armaduras se comportam elasticamente e não se verifica fendilhação do betão; a segunda inicia-se quando surgem as primeiras fendas por flexão, tangenciais ao “pilar”, contornando-o na face superior da laje, evidenciada nos gráficos por uma diminuição progressiva da rigidez; por fim uma fase em que se regista uma rigidez aproximadamente constante, fase em que há um aumento da abertura das fendas existentes e em que não surgem novas fendas. A carga máxima é atingida quando uma fenda inclinada com origem na face superior da laje atinge a face inferior da mesma, correspondendo à rotura por punçoamento da laje.

5.8.2.1 Modelos padrão DF1 e DF4

Relativamente ao modelo DF1 (Figura 5.50) verifica-se que o final da primeira fase da resposta da laje termina para uma carga aplicada de cerca de 15 kN, enquanto que a terceira fase inicia-se para uma carga de cerca de 50 kN.

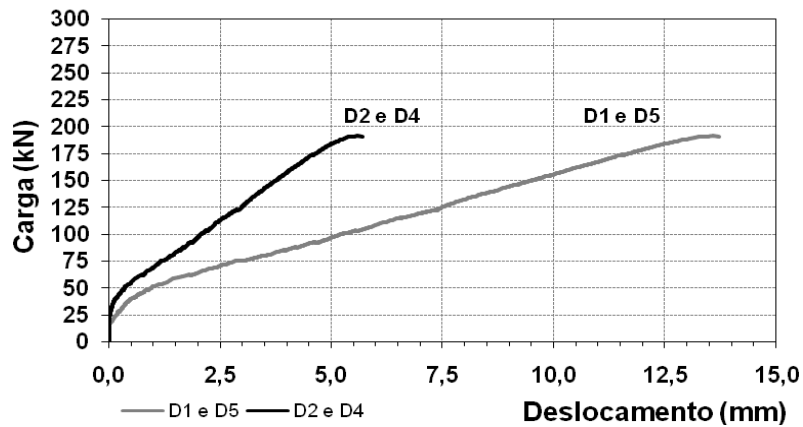


Figura 5.50 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF1.

Na Figura 5.51 apresenta-se a deformada transversal do modelo DF1, onde se pode observar a evolução dos deslocamentos e da rotação dos mesmos para vários patamares de carga. No traçado deste tipo de gráficos considerou-se que a curvatura da laje se concentra, em grande parte, nas faces da chapa metálica que simula o pilar. À face do “pilar” materializado nos ensaios pela chapa metálica, formam-se rótulas plásticas onde se concentra a rotação da laje. A restante laje mantém-se com comportamento quase elástico.

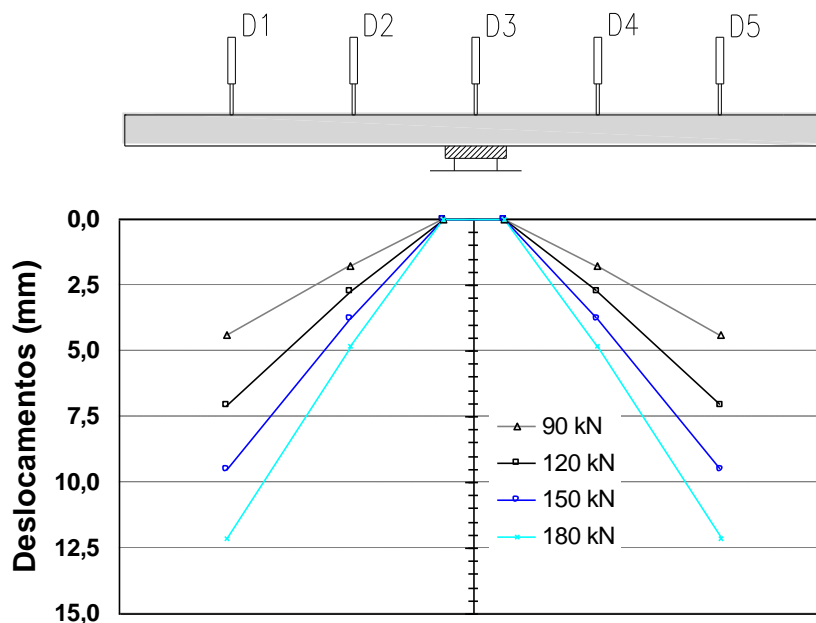


Figura 5.51 – Deformadas no modelo DF1.

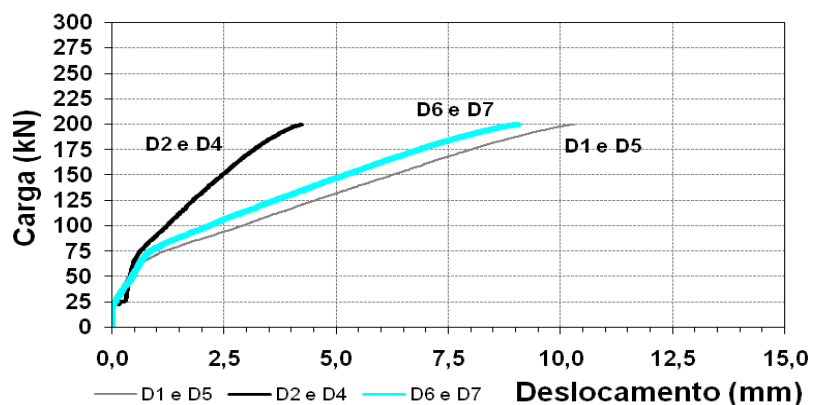


Figura 5.52 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF4.

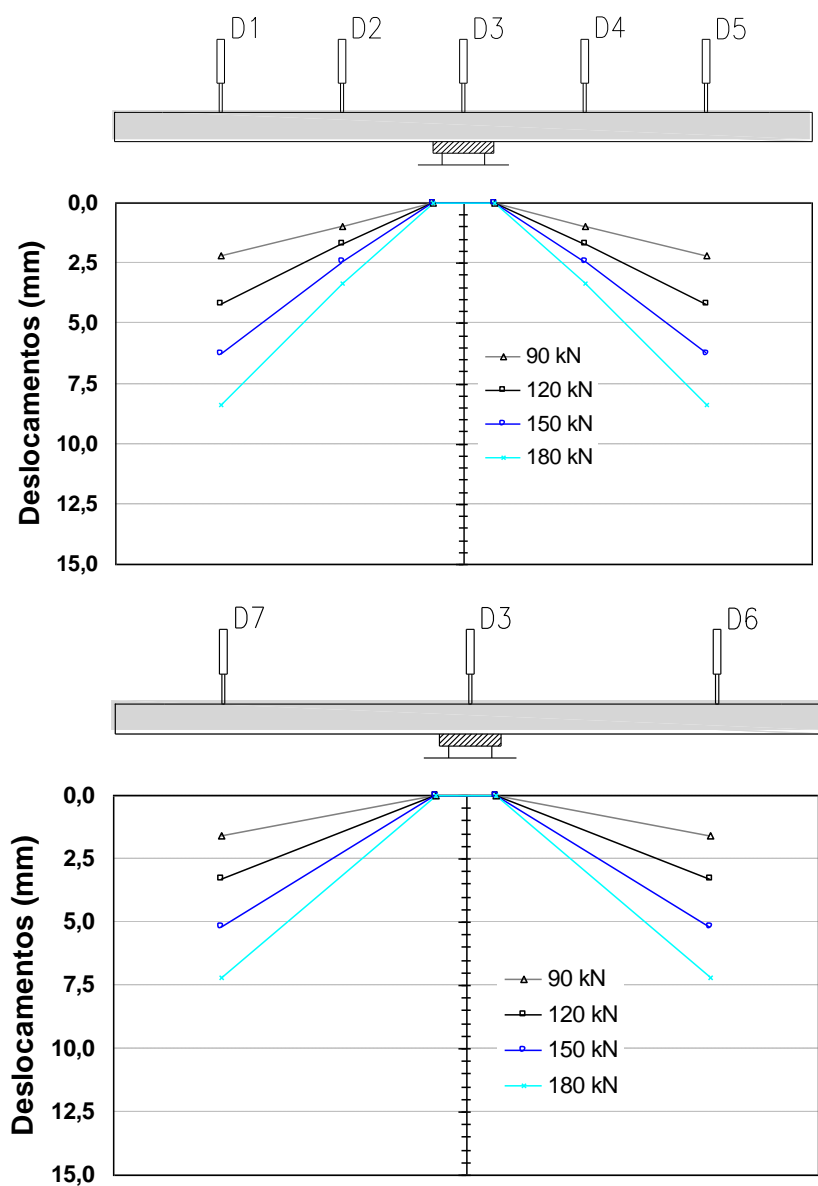


Figura 5.53 – Deformadas no modelo DF4.

Relativamente ao modelo DF4 (Figura 5.52) verifica-se que o final da primeira fase da resposta da laje termina para uma carga de cerca de 20 kN, enquanto que a terceira fase inicia-se para uma carga de cerca de 75 kN. Verificam-se maiores deformações na direcção das armaduras com menor altura útil, ou seja, na direcção dos deflectómetros D1 a D5 (Figura 5.53), tal como seria de esperar.

5.8.2.2 Modelos DF2,DF3,DF5 e DF6

No modelo DF2 verifica-se uma diminuição considerável dos deslocamentos com a aplicação do pré-esforço, para uma carga de cerca de 85 kN. Esta diminuição de deslocamentos faz-se notar com maior intensidade no alinhamento correspondente ao da aplicação do pré-esforço, ou seja, no alinhamento dos deflectómetros D1 a D5.

Atingiram-se reduções de cerca de 35% para os deslocamentos correspondentes aos deflectómetros D1 e D5, após transmissão da força de pré-esforço.

Também os deslocamentos medidos pelos deflectómetros D2 e D4 sofreram uma redução, não sendo, no entanto, tão significativa. Já os deslocamentos correspondentes aos deflectómetros D6 e D7, praticamente não sofreram reduções.

Na Figura 5.54, verifica-se que o reforço da laje introduz um ligeiro aumento da rigidez da mesma, seguida de uma diminuição para uma carga de cerca de 110 kN.

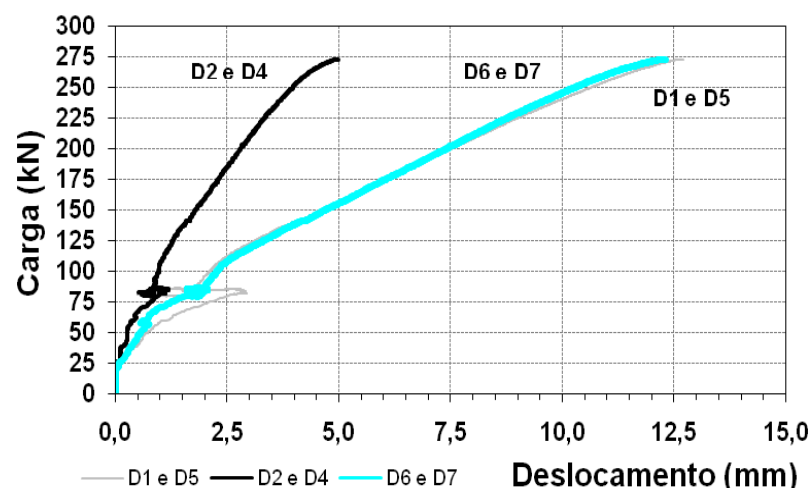


Figura 5.54 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF2.

É também importante referir que quando se aplica o pré-esforço com o auxílio da escora provisória, o ponto de aplicação da componente vertical da força de pré-esforço encontra-se junto às extremidades da laje, na extremidade da escora ajustável, e que quando se procede à transmissão da força para a laje, este ponto de aplicação altera-se e desloca-se para mais próximo do “pilar”. Assim, alguma da redução de deslocamentos conseguida inicialmente é perdida (Figura 5.55). Além disso as perdas instantâneas também colaboram neste fenómeno, reduzindo o efeito favorável do pré-esforço na redução das deformações.

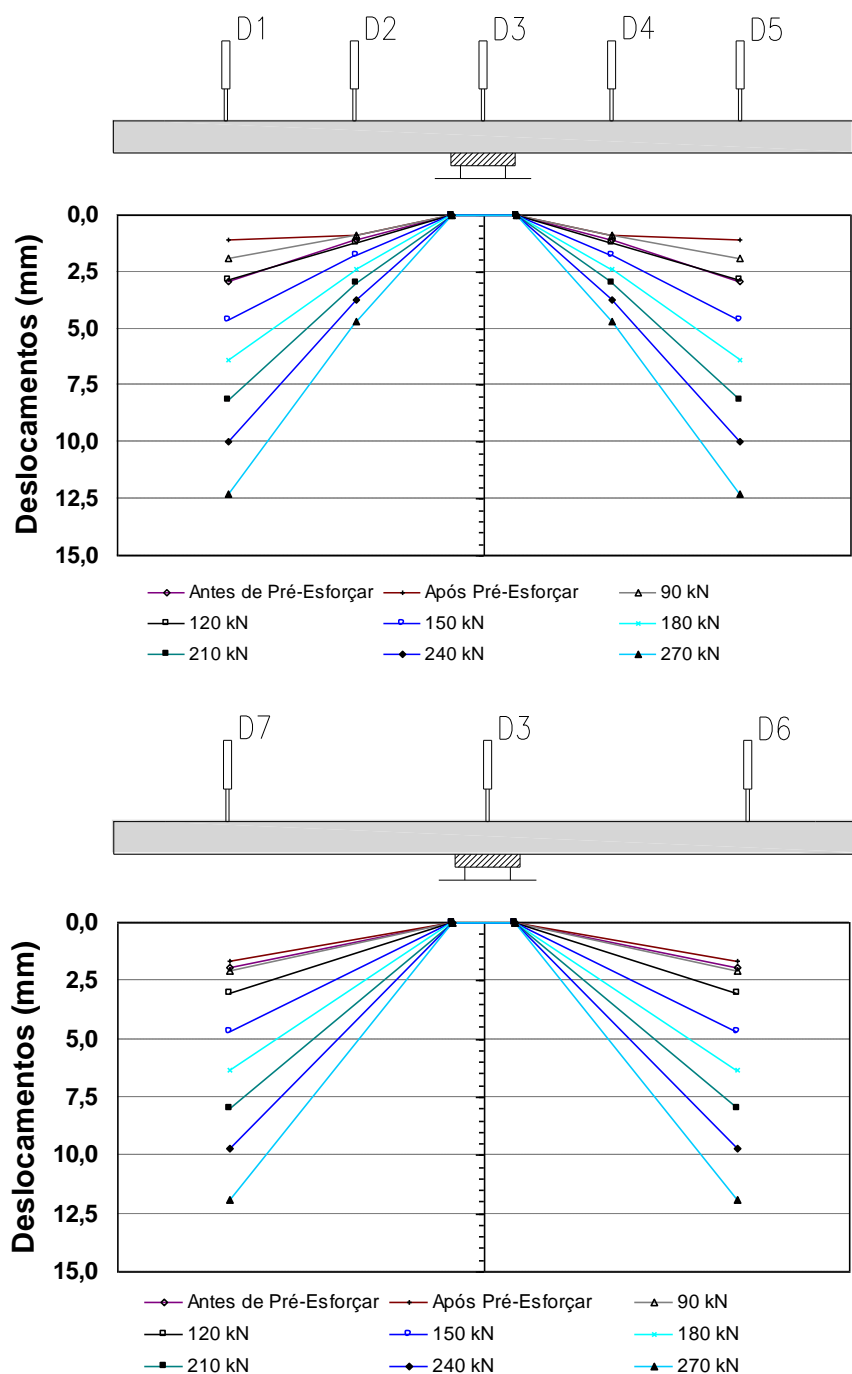


Figura 5.55 – Deformadas no modelo DF2.

Relativamente ao modelo DF3, à semelhança do modelo DF2, verifica-se uma diminuição considerável dos deslocamentos com a aplicação do pré-esforço, nomeadamente nos deslocamentos medidos pelos deflectómetros D1 e D5, nos quais se atingiram reduções de deslocamentos de cerca de 40% após transmissão da força de pré-esforço (

Figura 5.57). Os deflectómetros D2 e D4 sofreram uma redução menos significativa, acontecendo o mesmo aos deslocamentos medidos pelos deflectómetros D6 e D7 (Figura 5.58) que praticamente não sofreram reduções. Pode-se observar na Figura 5.56 que após a aplicação do pré-esforço os deslocamentos D1 e D5 são inferiores aos deslocamentos D6 e D7, reflectindo o efeito positivo do pré-esforço na diminuição das deformadas na direcção do mesmo.

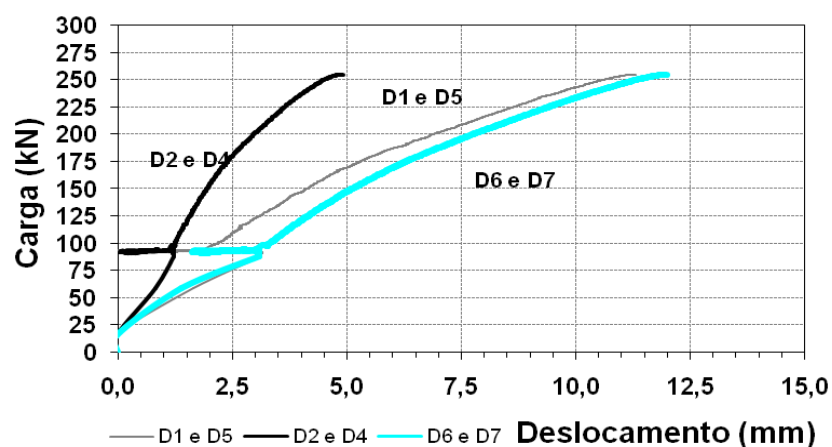


Figura 5.56 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF3.

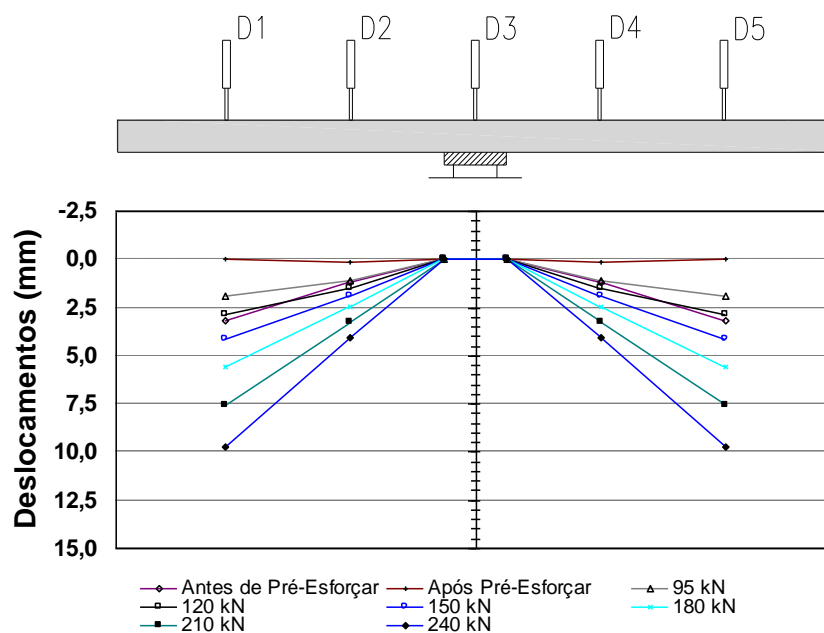


Figura 5.57 – Deformadas no modelo DF3 para o alinhamento D1 e D5.

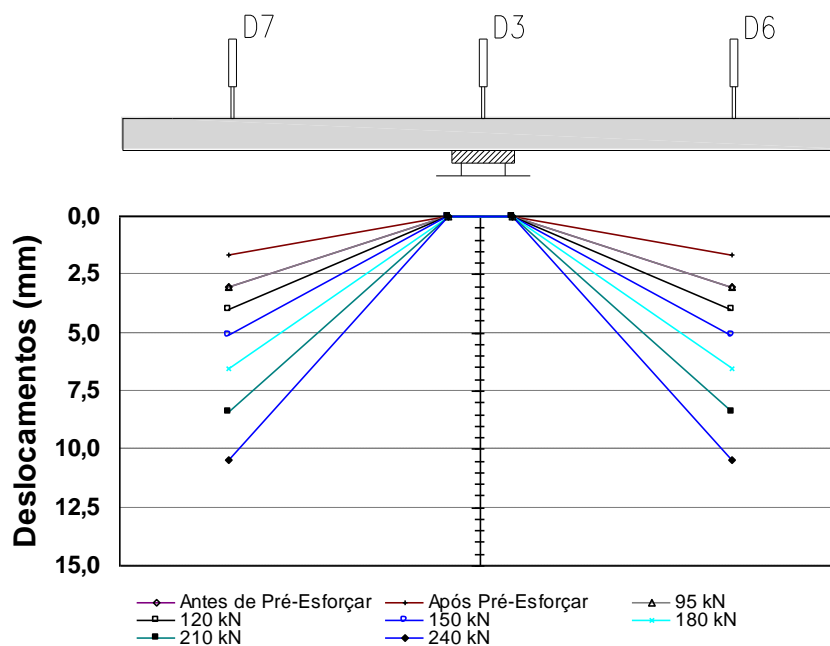


Figura 5.58 – Deformadas no modelo DF3 para o alinhamento D6 e D7.

No modelo DF5 obtiveram-se resultados semelhantes aos modelos já analisados, nomeadamente no que se refere à diminuição considerável dos deslocamentos aquando da aplicação do pré-esforço. Nos deslocamentos medidos pelos deflectómetros D1 e D5 foram registadas reduções de deslocamentos na ordem de 40% após transmissão da força de pré-esforço. Em relação aos deslocamentos medidos pelos deflectómetros D2 e D4 e pelos deflectómetros D6 e D7, obtiveram-se resultados semelhantes no que diz respeito a reduções de deslocamentos (Figura 5.59).

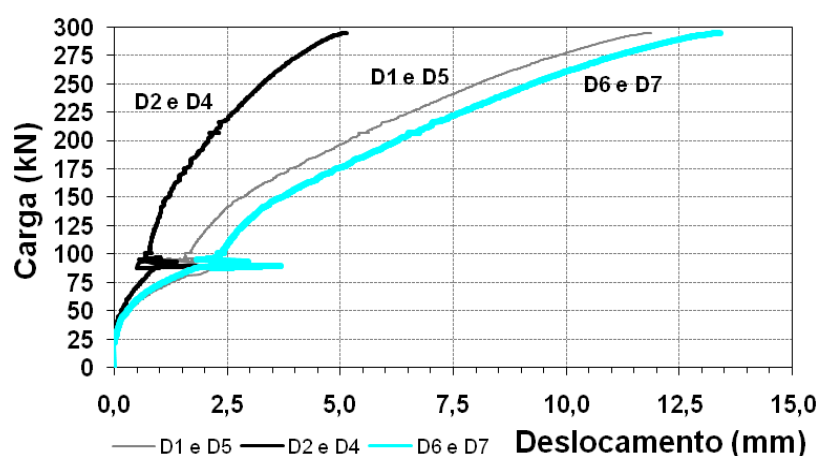


Figura 5.59 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF5.

Tal como no modelo DF3 verifica-se que o reforço da laje introduz um ligeiro aumento da rigidez, seguida de uma diminuição para uma carga de cerca de 130 kN. Também os deslocamentos D1 e D5 são inferiores aos deslocamentos D6 e D7, reflectindo o efeito positivo do pré-esforço na diminuição das deformadas na direcção do mesmo (Figuras 5.60 e 5.61).

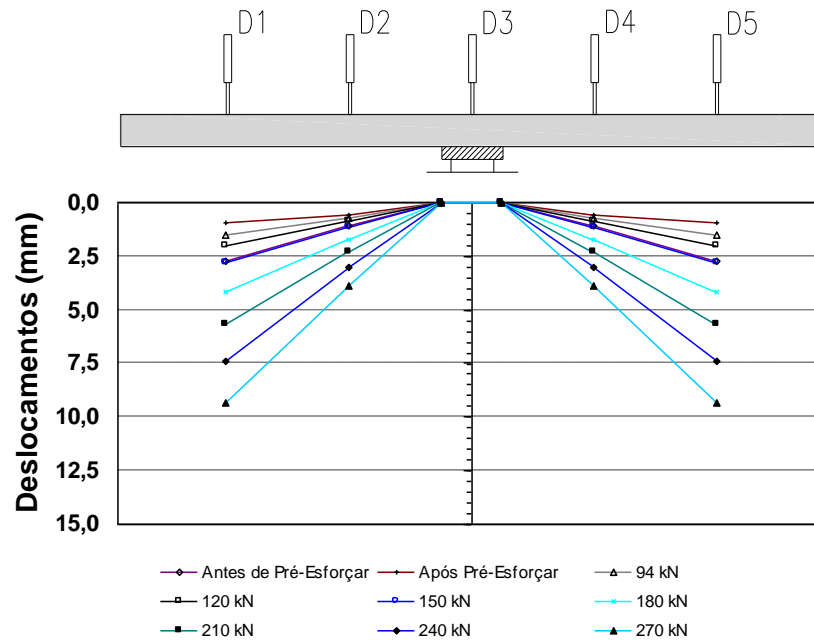


Figura 5.60 – Deformadas no modelo DF5 para o alinhamento D1 e D5.

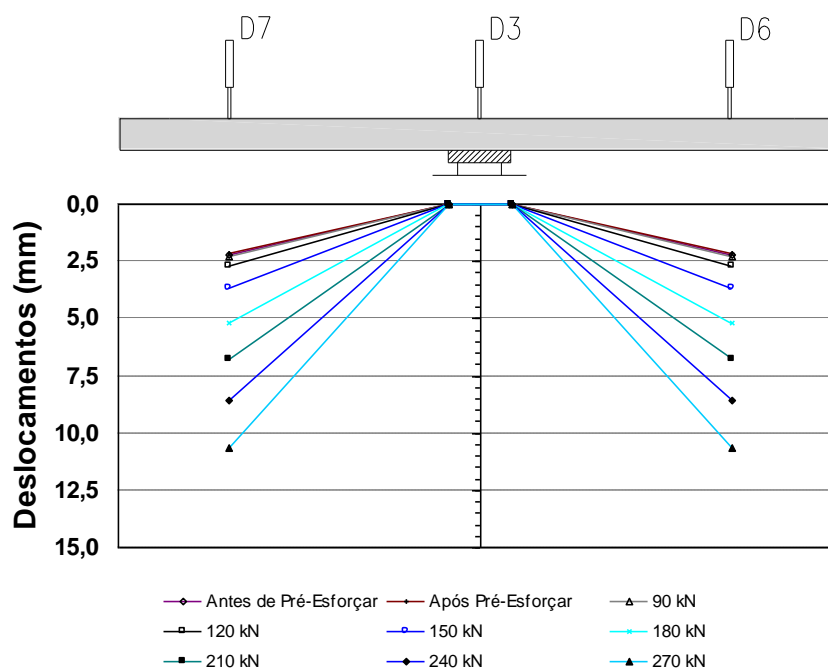


Figura 5.61 – Deformadas no modelo DF5 para o alinhamento D6 e D7.

No modelo DF6, importa referir que a opção “load maintainer” não funcionou correctamente uma vez que no momento em que se procedeu ao tensionamento dos cordões a carga constante no centro da laje não foi mantida. Desta forma não foi possível obter os resultados normais do efeito do pré-esforço, tal como nos restantes modelos, não significando que o pré-esforço não tenha tido os mesmos efeitos positivos que os ocorridos nos modelos já apresentados. Tal como no modelo DF5, após reforço da laje as deformadas registadas na direcção do alinhamento de deflectómetros D1 a D5 foram inferiores às registadas na direcção ortogonal (Figura 5.65).

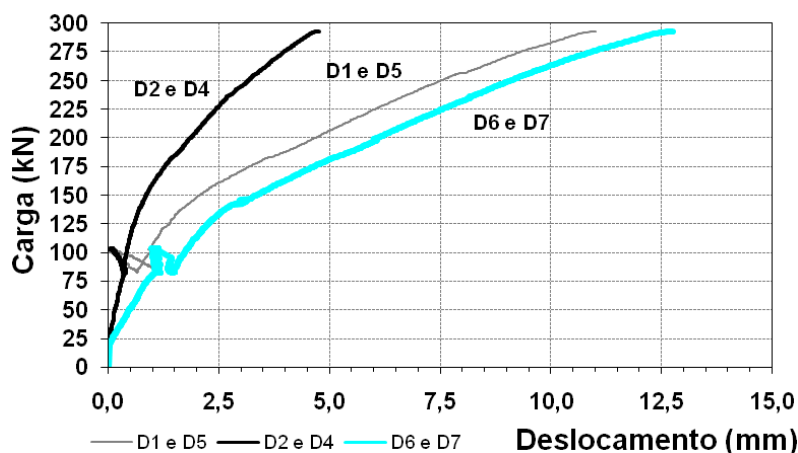


Figura 5.62 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF6.

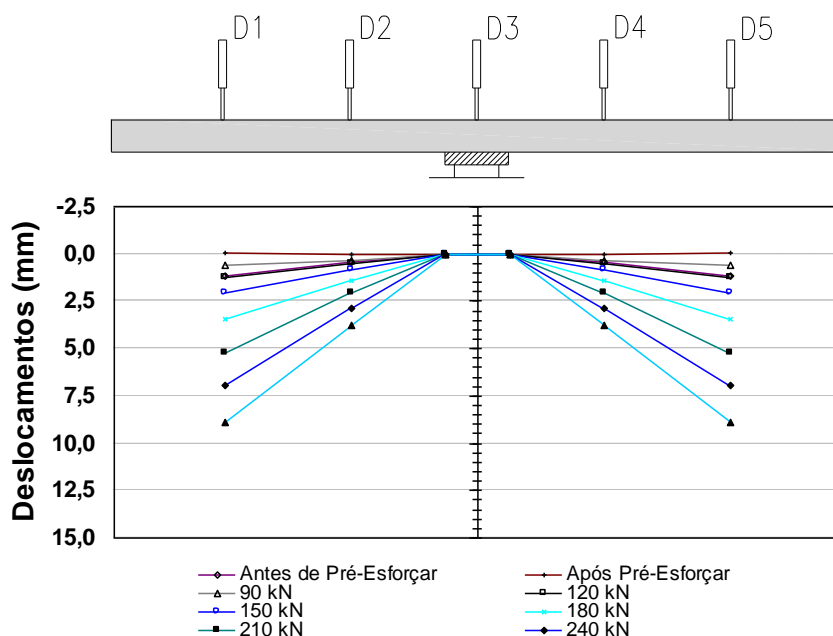


Figura 5.63 – Deformadas no modelo DF6 para o alinhamento D1 e D5.

Também neste modelo verifica-se que após o reforço da laje dá-se um ligeiro aumento da rigidez da mesma, seguida de uma diminuição a partir de uma carga de cerca de 160 kN.

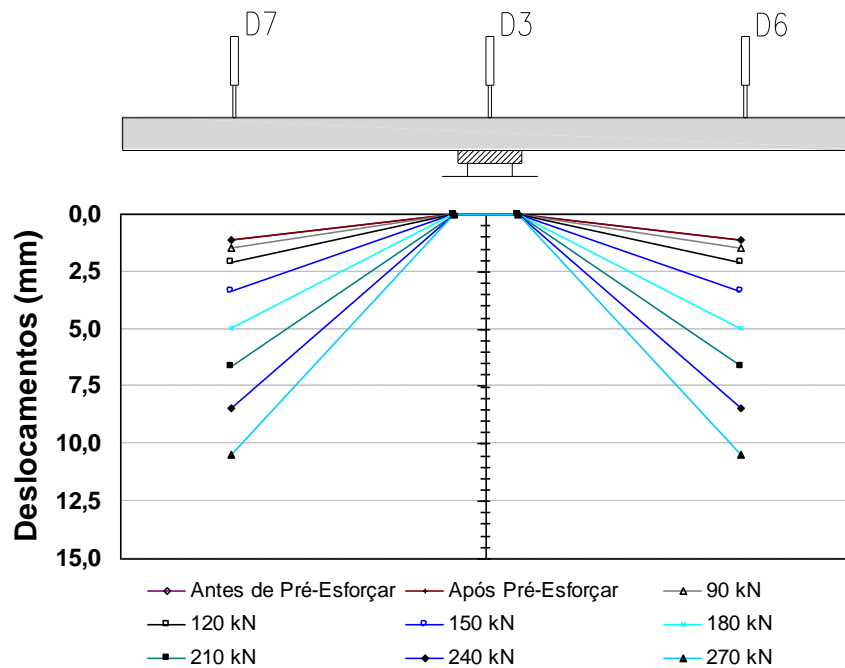


Figura 5.64 – Deformadas no modelo DF6 para o alinhamento D6 e D7.

5.8.2.3 Modelo DF7

No modelo DF7, apesar de estar reforçado em ambas as direcções, não foi possível registar uma redução de deslocamentos muito superior à registada nos restantes modelos reforçados, uma vez que tal como já referido anteriormente, houve um problema durante a injeção dos cordões 3 e 4. Além disso, a opção “load maintainer” não funcionou correctamente, perturbando um pouco a análise dos resultados, à semelhança do modelo DF6. De qualquer maneira e pela análise das Figuras 5.65 e 5.66, verifica-se que durante a fase de pré-esforço houve uma inversão do sinal dos deslocamentos medidos pelos pares de deflectómetros D1 e D5 e D6 e D7.

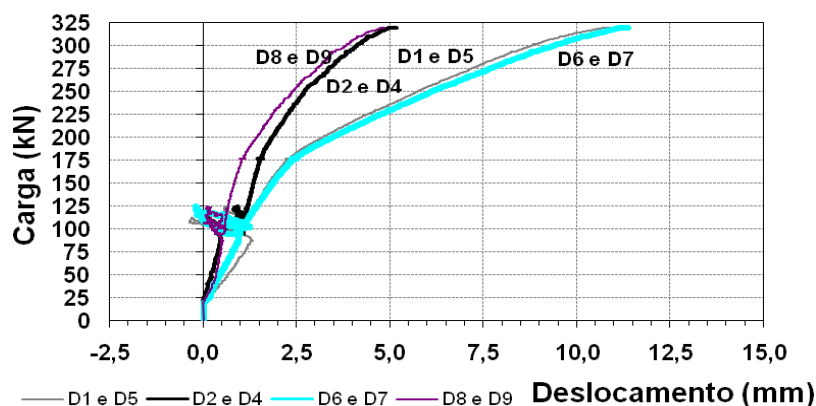


Figura 5.65 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF7.

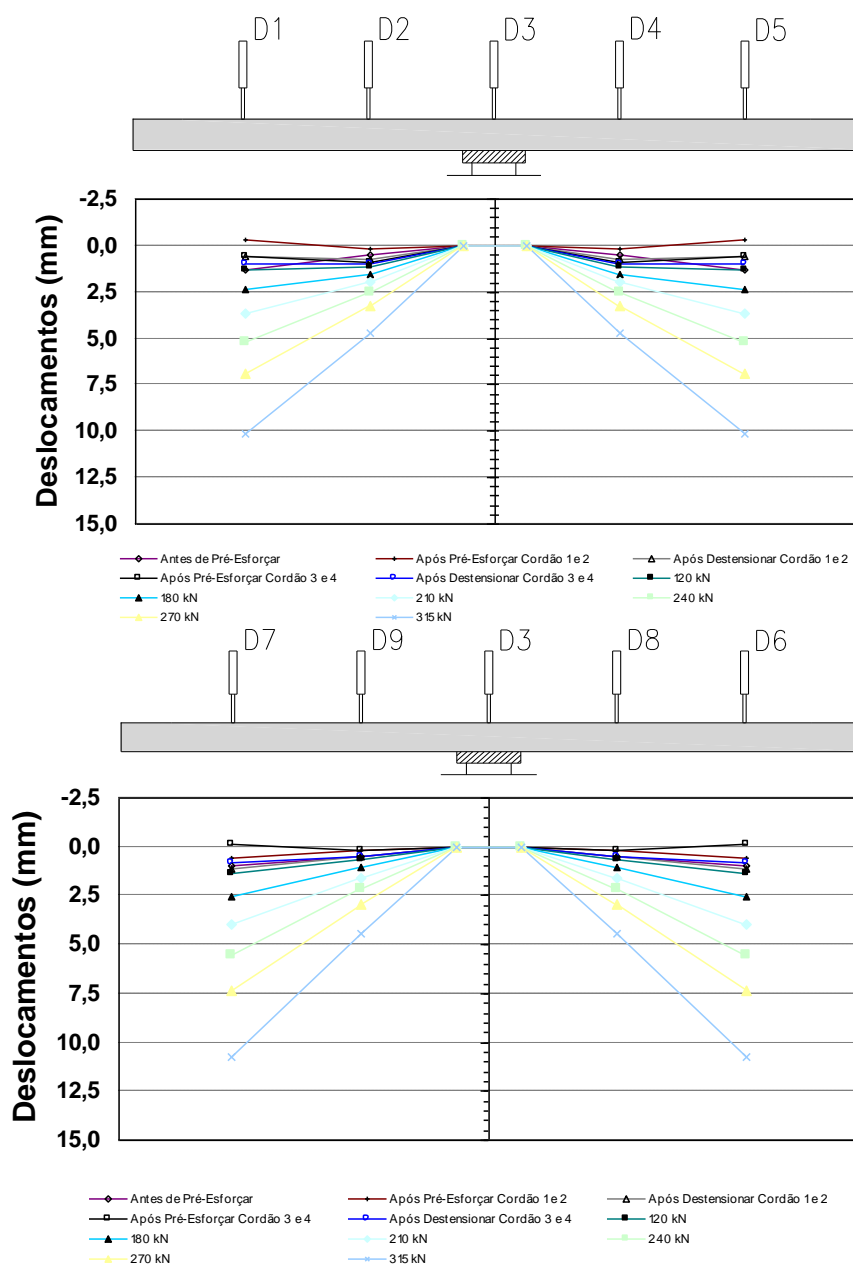


Figura 5.66 – Deformadas no modelo DF7.

5.8.2.4 Considerações finais

No Quadro 5.9, apresentam-se os deslocamentos máximos observados para vários patamares de carga aplicada (V) e em todos os modelos.

Quadro 5.9 – Valores máximos dos deslocamentos (mm).

Modelo	V=150 kN		V=180 kN		V=210 kN		V=240 kN		V=270 kN		V=290 kN		V=315 kN	
	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
DF1	9.5	—	12.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
DF2	4.6	4.7	6.4	6.3	8.1	8.0	10.0	9.7	12.3	11.9	—	—	—	—
DF3	4.1	5.1	5.5	6.6	7.6	8.4	9.7	10.5	—	—	—	—	—	—
DF4	6.3	5.2	8.4	7.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
DF5	2.8	3.7	4.2	5.2	5.7	6.8	7.4	8.6	9.4	10.7	11.1	12.6	—	—
DF6	2.1	3.3	3.4	4.9	5.2	6.7	6.9	8.4	8.9	10.5	10.5	12.2	—	—
DF7	1.7	1.9	2.4	2.5	3.6	4.0	5.2	5.6	6.9	7.4	8.1	8.6	10.1	10.7

⁽¹⁾ direcção correspondente ao alinhamento de deflectómetros D1 a D5; ⁽²⁾ direcção perpendicular à correspondente ao alinhamento de deflectómetros D1 a D5.

Da análise do quadro anterior, em conjugação com os valores das forças de desvio apresentadas no Quadro 5.10, conclui-se que a aplicação do pré-esforço conduziu a uma diminuição das deformações para cada patamar de carga. No Quadro 5.10, apresentam-se os valores do pré-esforço total aplicado em cada direcção e forças de desvio totais iniciais. A força de desvio inicial é calculada com base no desvio vertical inicial do pré-esforço e no valor da força inicial transferida após perdas instantâneas em cada cordão, de acordo com os Quadros 5.2 e 5.3, no que diz respeito ao desvio geométrico dos cordões e de acordo com os valores dos Quadros 5.11 e 5.12, no que diz respeito às forças efectivamente transmitidas aos modelos por aderência.

Quadro 5.10 – Valor do pré-esforço aplicado em cada direcção e forças de desvio.

Modelo	$P_{\text{inicial}}^{(1)}$ (kN)	$V_{\text{desvio,ini}}^{(2)}$ (kN)
DF2	88.4	30.6
DF3	102.5	37.9
DF5	117.7	49.9
DF6	128.2	57.4
DF7	106.8 / 79.4	74.5

⁽¹⁾ valor total de pré-esforço transferido após perdas instantâneas; ⁽²⁾ força de desvio do pré-esforço calculada usando o desvio vertical inicial do pré-esforço e $P_{\text{i, inicial}}$.

Na rotura as deformações máximas são semelhantes, à excepção do modelo DF4. Comparando os modelos DF2 e DF3 com DF1, verifica-se uma diminuição das deformações em média cerca de 50% para os patamares de carga de 150 kN e 180 kN. No caso dos modelos DF5 e DF6, quando comparados com o modelo DF4 verificam-se também reduções médias nas deformações de cerca de 55% na direcção do pré-esforço e de 30% na direcção não pré-esforçada. Em relação ao modelo DF7, verifica-se uma diminuição da deformação média na direcção dos deflectómetros D1 a D5, de cerca de 70% e de 40% na direcção perpendicular, quando comparado com o modelo DF4. Neste modelo (DF7) a redução de deformação não foi a esperada devido ao problema de injeção dos cordões 3 e 4. De qualquer forma, as reduções na deformação, e consequentemente na fendilhação, são consideráveis, pelo que se pode afirmar que o sistema é eficaz no que diz respeito ao comportamento em utilização. Em todos os modelos, aquando da aplicação do pré-esforço, houve uma redução das deformações máximas registadas antes da sua aplicação.

5.8.3 Extensões na armadura longitudinal superior

Os seis extensómetros colocados em cada modelo nos varões da armadura longitudinal superior permitiram a recolha de dados acerca da evolução das extensões nos três varões instrumentados. Tal como visto anteriormente, o afastamento entre pares de extensómetros foi de cerca de 120 mm nos modelos DF1 a DF3 e de cerca de 150 mm nos modelos DF4 a DF7. Na análise que se segue os valores das extensões correspondem à média das extensões lidas no par de extensómetros de cada varão, com excepção dos casos em que se verificaram avarias nos extensómetros. Para todos os modelos foram elaborados gráficos com a evolução das extensões em função da carga vertical e com a distribuição transversal de extensões para vários patamares de carga.

5.8.3.1 Modelos padrão DF1 e DF4

Admitiu-se uma extensão de cedência para o aço utilizado nestes modelos de 2.7 ‰ (tendo em conta a tensão de cedência ou tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% à tracção do aço indicada no Quadro 5.6 e considerando um módulo de elasticidade do aço de $E_s=200$ GPa), verificando-se que apenas no modelo DF1 o varão mais próximo do pilar chega a atingi-lo para uma carga de cerca de 155 kN. Nas Figuras 5.67 a 5.70 apresentam-se os resultados obtidos.

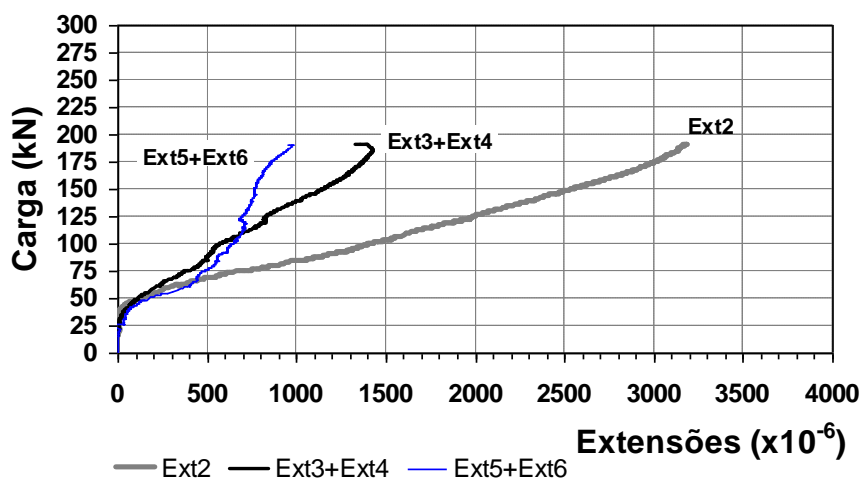


Figura 5.67 – Evolução das extensões no modelo DF1.

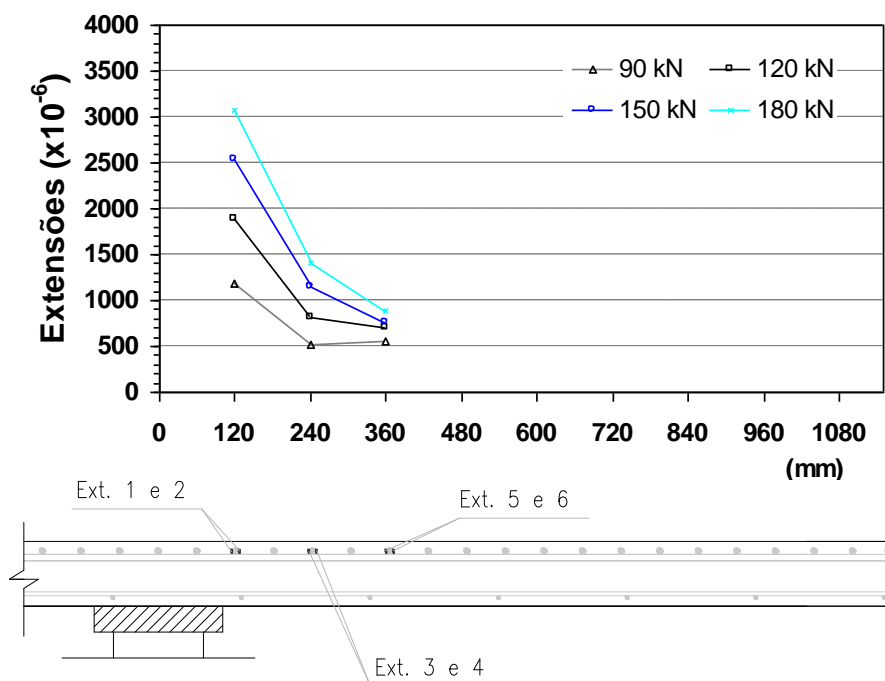


Figura 5.68 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF1.

Por observação das Figuras 5.67 e 5.69, verifica-se o comportamento típico de uma laje sujeita a uma carga concentrada, ou seja, inicialmente o comportamento é aproximadamente linear, até que se começa a sentir o início da fendilhação, denotado por uma menor inclinação do gráfico das extensões em função da carga. A distribuição transversal de extensões mostra que os valores máximos das extensões ocorrem junto ao pilar, onde os momentos flectores são maiores.

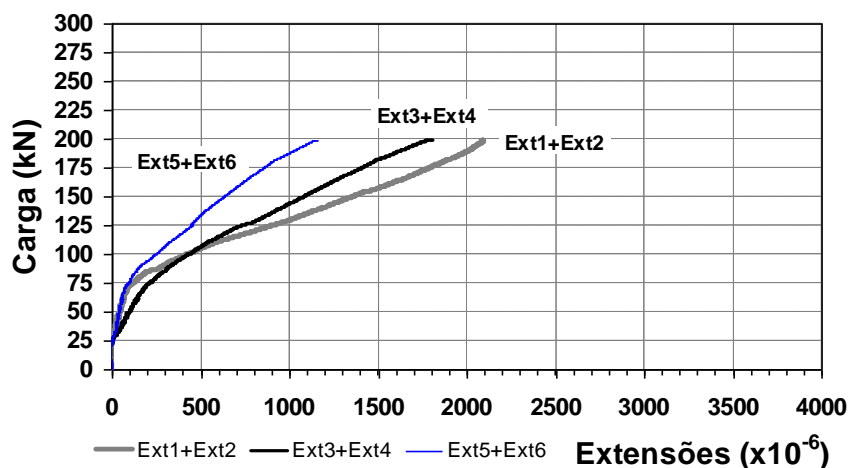


Figura 5.69 – Evolução das extensões no modelo DF4.

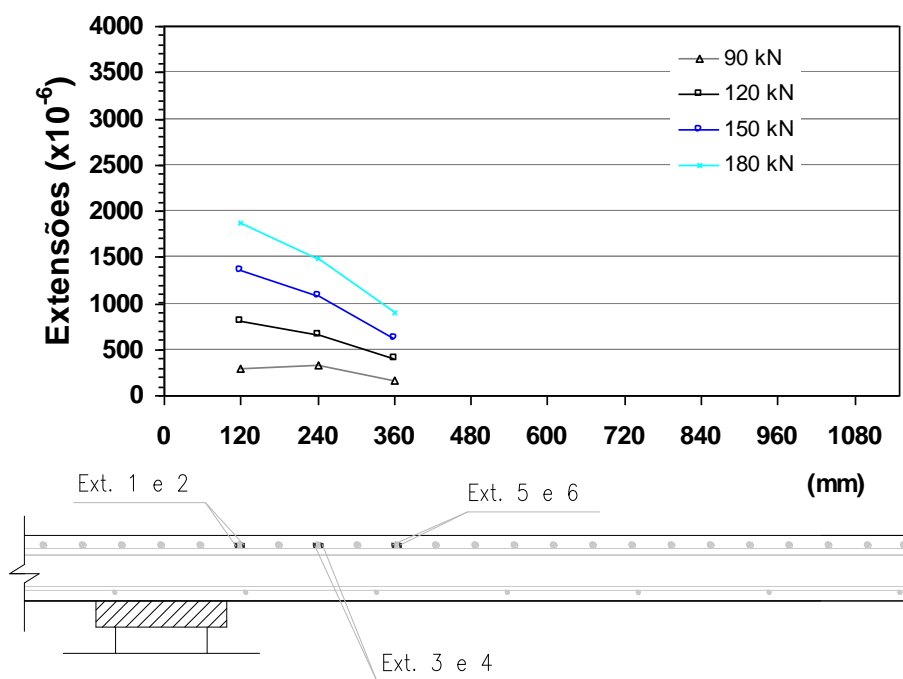


Figura 5.70 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF4.

5.8.3.2 Modelos DF2, DF3, DF5 e DF6

Estas lajes são reforçadas usando pré-esforço unidireccional, na direcção da menor altura útil da armadura longitudinal superior, e portanto na direcção perpendicular ao posicionamento dos extensómetros. No Quadro 5.11 apresenta-se o valor de força de pré-esforço após a sua transmissão para a laje, visto ser esta realmente a força que influencia o comportamento da laje.

Uma vez que os resultados que foram possíveis retirar com base nos extensómetros não são os mais completos, recomenda-se que em trabalhos futuros também se posicionem extensómetros na direcção do reforço. Assim, será possível monitorizar o efeito do reforço nas armaduras onde este promove um maior efeito na redução das respectivas extensões.

Quadro 5.11 – Força nos cordões após transmissão do pré-esforço.

Modelo	Cordões	$P_{0,i}^{(1)}$ (kN)
DF2	C1	48.0
	C2	40.5
DF3	C1	50.5
	C2	52.0
DF5	C1	58.3
	C2	59.4
DF6	C1	53.9
	C2	74.3

⁽¹⁾ valor de pré-esforço transferido após perdas instantâneas em cada cordão.

Nas Figuras 5.71 a 5.78, apresentam-se os resultados relativos aos modelos DF2, DF3, DF5 e DF6.

No modelo DF2 a aplicação do pré-esforço foi efectuada para uma carga de cerca de 80 kN, provocando uma diminuição das extensões devido à redução da curvatura da laje por acção do pré-esforço, embora não muito pronunciada. Para uma carga de cerca de 168 kN houve um aumento repentino das extensões em todos os varões instrumentados, eventualmente devido a abertura de uma fissura que atravessava a zona instrumentada dos varões. Na vizinhança da rotura por punçoamento um dos extensómetros usados no varão mais próximo do pilar descolou apresentando valores muito inferiores ao outro, o qual permaneceu com valores coerentes com os restantes varões, ou seja, com tendência a aumentar de extensão até a laje atingir a rotura (Figura 5.71). O descolamento do extensómetro causou a redução brusca das extensões no par (Ext1+Ext2) que se observa na Figura 5.71. Em relação à distribuição transversal das extensões verificou-se um aumento das extensões à medida que os varões estão mais próximos do pilar, uma vez que os momentos aumentam com a proximidade do pilar, solicitando mais os varões mais próximos daquele (Figura 5.72).

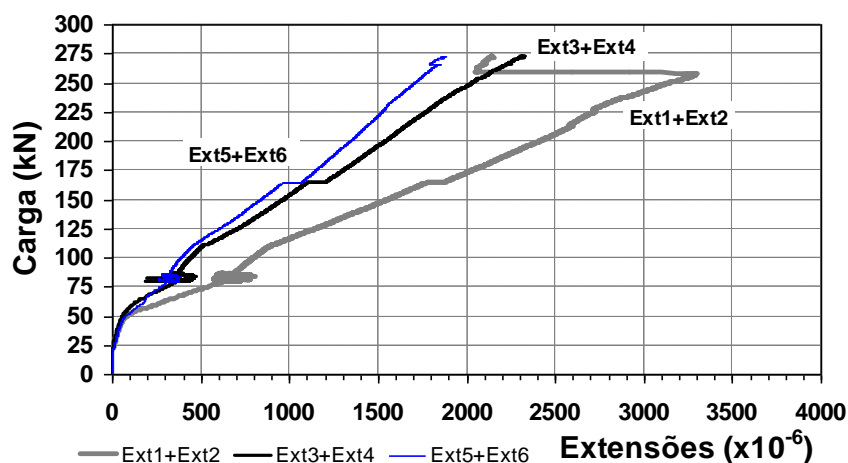


Figura 5.71 – Evolução das extensões no modelo DF2.

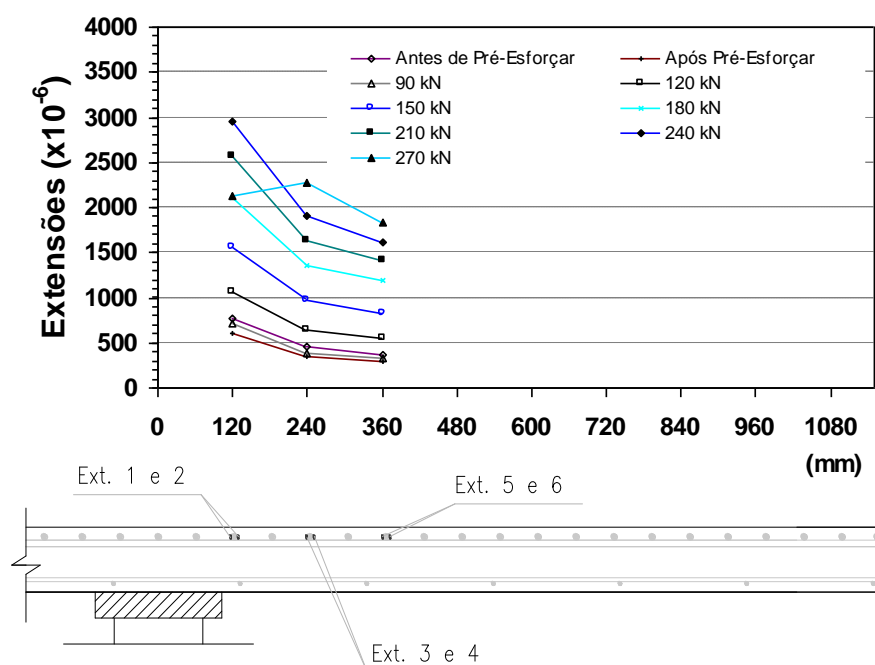


Figura 5.72 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF2.

No modelo DF3 houve um número invulgar de avarias nos extensómetros (três no total), pelo que não foi possível obter um maior número de resultados. Verificou-se uma diminuição das extensões em cerca de 50% aquando da introdução do pré-esforço para uma carga vertical na laje de cerca de 90 kN (Figura 5.73). Uma explicação possível para a diminuição considerável das extensões registada pode ser o facto deste modelo antes da introdução do pré-esforço apresentar maior abertura de fendas do que os restantes e portanto o efeito do pré-esforço foi maximizado em termos de diminuição de extensões. Ao longo do ensaio nenhum dos varões atingiu a cedência e a extensão máxima atingida foi de 2.3 ‰.

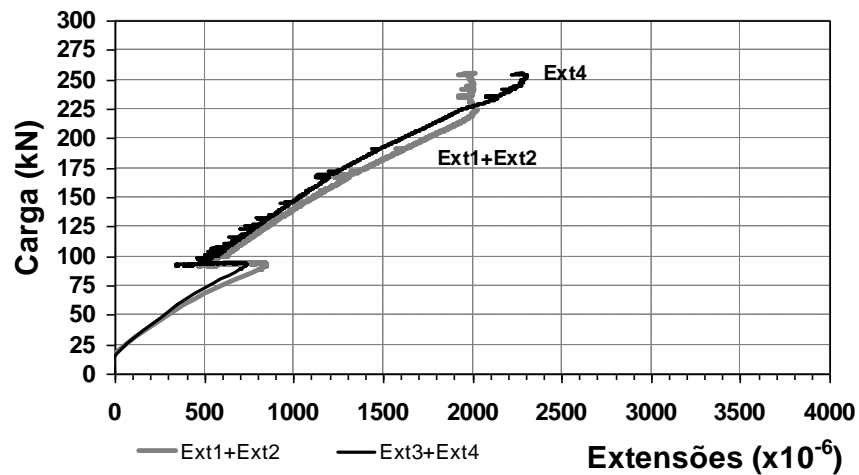


Figura 5.73 – Evolução das extensões no modelo DF3.

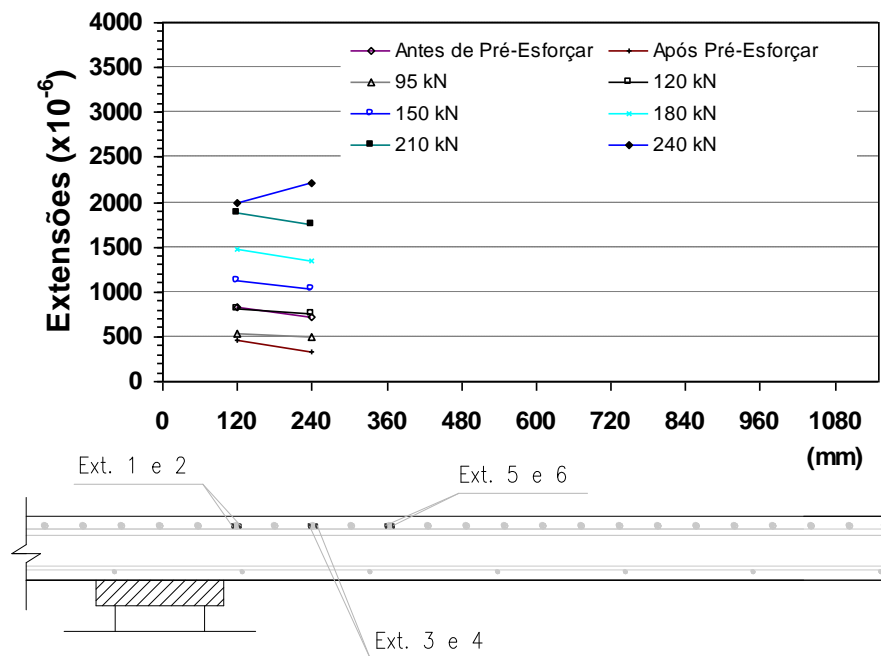


Figura 5.74 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF3.

No modelo DF5 apenas um dos varões, o mais próximo do “pilar”, entrou em cedência para uma carga de cerca de 280 kN. Neste varão verificou-se antes da rotura por punçoamento um grande incremento das extensões, originado pela fendilhação da laje que imediatamente antes da rotura. Uma vez que os varões instrumentados estavam posicionados perpendicularmente à direcção do pré-esforço, a diminuição das extensões não foi significativa.

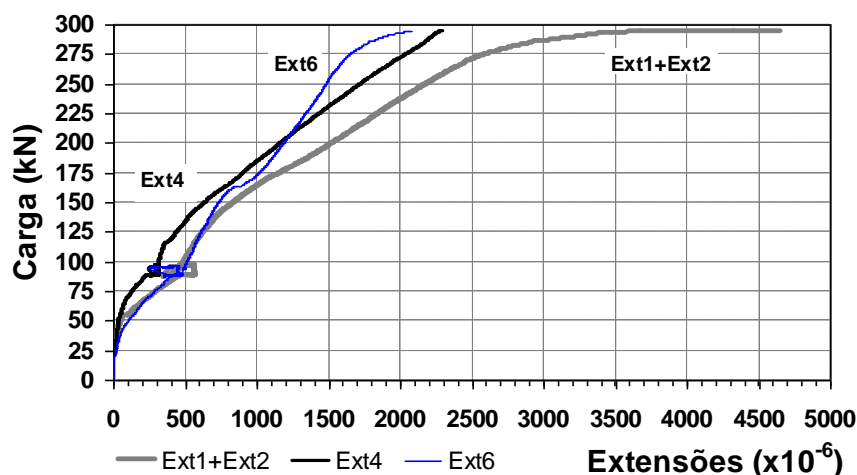


Figura 5.75 – Evolução das extensões no modelo DF5.

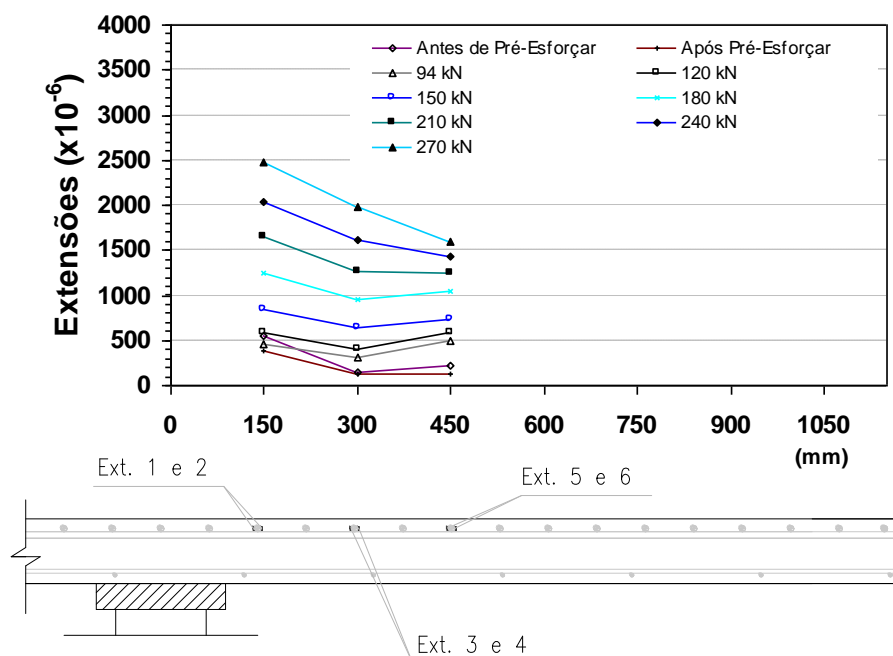


Figura 5.76 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF5.

Quanto ao modelo DF6 é importante lembrar que a opção “load maintainer” não funcionou correctamente. Verifica-se um comportamento um pouco errático dos extensómetros 4 e 5, o qual pode ser justificado pelo facto de não ter sido possível obter as leituras dos extensómetros 3 e 6 (Figura 5.77). Este efeito pode também ser visualizado na Figura 5.78 onde se mostra a distribuição transversal de extensões.

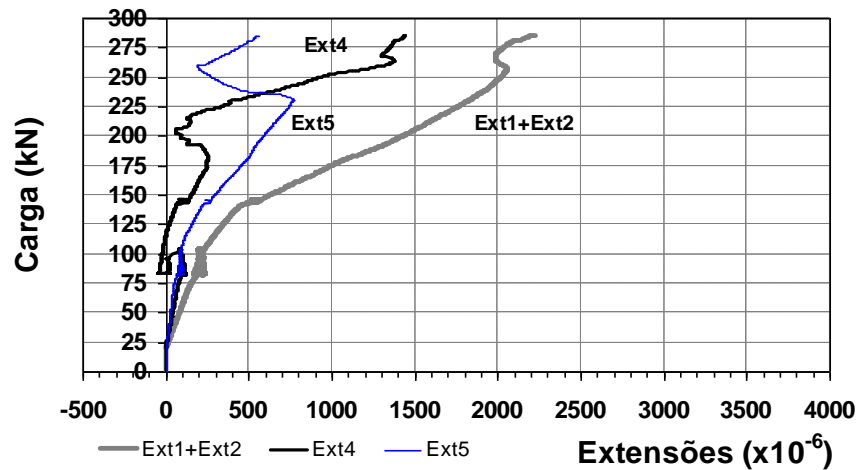


Figura 5.77 – Evolução das extensões no modelo DF6.

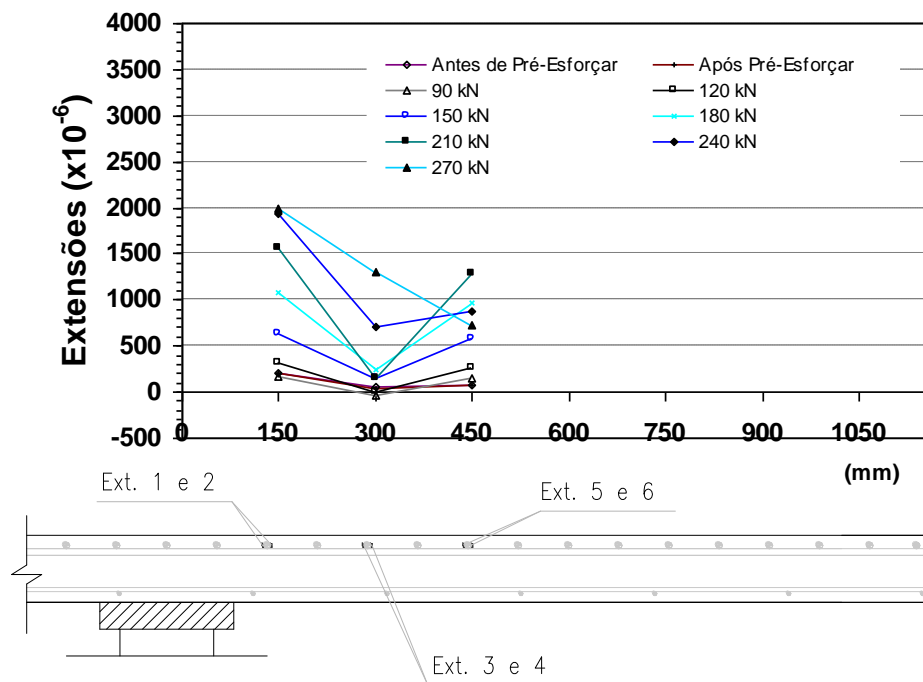


Figura 5.78 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF6.

5.8.3.3 Modelo DF7

Como foi referido anteriormente, aplicou-se inicialmente uma carga de cerca de 40% da carga de rotura do modelo padrão (DF4). Só após esta operação se aplicou a força de pré-esforço. Este efeito é visível em todas as figuras apresentadas, havendo alguma diminuição do valor das extensões registadas. Neste modelo este efeito foi ainda mais

visível uma vez que foi aplicado pré-esforço nas duas direcções. As forças iniciais após transmissão do pré-esforço são as apresentadas no Quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Força nos cordões de pré-esforço após destensionamento.

Modelo	Cordões	$P_{0,i}^{(1)}$ (kN)
DF7	C1	55.3
	C2	51.5
	C3	46.4
	C4	33.0

⁽¹⁾ valor de pré-esforço transferido após perdas instantâneas em cada cordão.

Neste modelo os extensómetros colocados no varão mais próximo do pilar foram danificados pela furação para introdução de cordões de pré-esforço. Nas Figuras 5.79 e 5.80 apresentam-se os resultados obtidos. Tal como no modelo DF6 a opção “load maintainer” não funcionou correctamente.

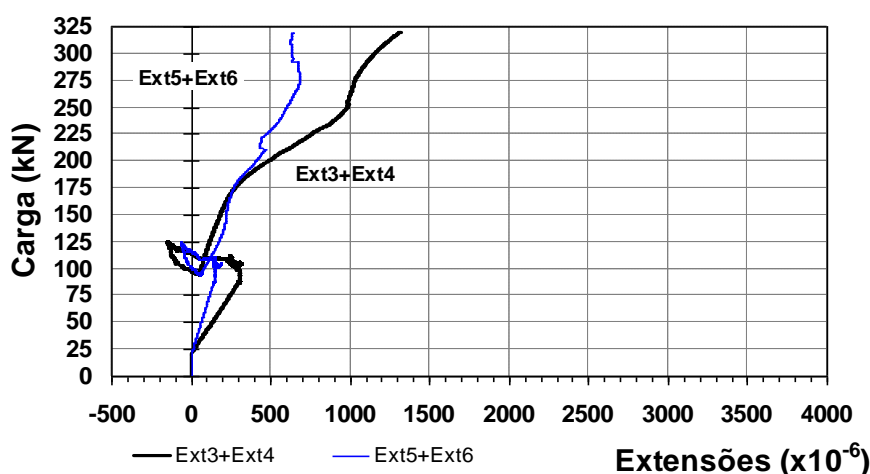


Figura 5.79 – Evolução das extensões no modelo DF7.

Neste modelo os varões atingiram valores de extensões máximas relativamente baixos, quando comparado com os outros modelos reforçados devido ao facto de existir pré-esforço na direcção dos varões instrumentados.

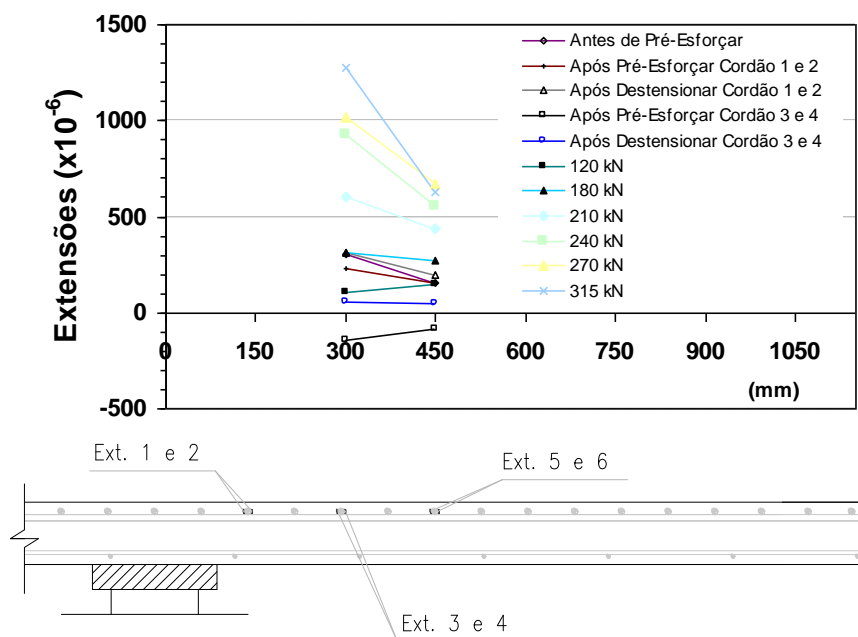


Figura 5.80 – Distribuição transversal das extensões no modelo DF7.

5.8.3.4 Considerações finais

Em geral, nos patamares iniciais do carregamento a variação das extensões com a carga vertical aplicada é sensivelmente linear. No Quadro 5.13, apresentam-se as extensões médias obtidas nos varões da armadura longitudinal superior para vários patamares de carga aplicada (V). Os valores apresentados são a média das extensões registradas nos três pares de extensômetros utilizados.

Quadro 5.13 – Extensões médias registradas na armadura longitudinal superior ($\times 10^{-3}$).

Modelo	$V=150$ kN	$V=180$ kN	$V=210$ kN	$V=240$ kN	$V=270$ kN	$V=290$ kN	$V=315$ kN
DF1	1.5	1.8	----	----	----	----	----
DF2	1.1	1.6	1.9	2.2	2.1	----	----
DF3	1.1	1.4	1.8	2.1	----	----	----
DF4	1.0	1.4	----	----	----	----	----
DF5	0.7	1.1	1.4	1.7	2.0	2.5	----
DF6	0.5	0.8	1.0	1.2	1.3	1.4	----
DF7	0.2	0.3	0.5	0.7	0.8	0.9	1.0

Comparando os modelos DF2 e DF3 com o modelo DF1, verifica-se que com o aumento da força de desvio, houve uma ligeira diminuição das extensões médias nas armaduras. O mesmo acontece no caso dos modelos DF5 e DF6 quando comparados com o modelo DF1. Em relação ao modelo DF7 e comparando com DF5 e DF6, por terem características

semelhantes, verifica-se um maior decréscimo das extensões médias, visto esta laje ser reforçada com pré-esforço também na direcção das armaduras instrumentadas.

5.9 EFEITO DO REFORÇO NA CAPACIDADE DE CARGA

Nesta secção pretende-se analisar qual o efeito do reforço na capacidade de carga ao punçoamento, tendo em conta os resultados obtidos experimentalmente.

Antes de mais, é importante mencionar que todos os modelos estudados apresentaram uma rotura por punçoamento junto ao pilar central. A superfície de rotura desenvolveu-se em forma de tronco de pirâmide invertida desde a face inferior até à face superior (ver Figura 5.81 e fotos na secção 5.7) e intersecta a face inferior da laje numa linha coincidente com o perímetro da placa de aço que simula o pilar. Complementarmente a estas figuras, no Anexo II apresentam-se fotografias de cada um dos modelos ensaiados após rotura.

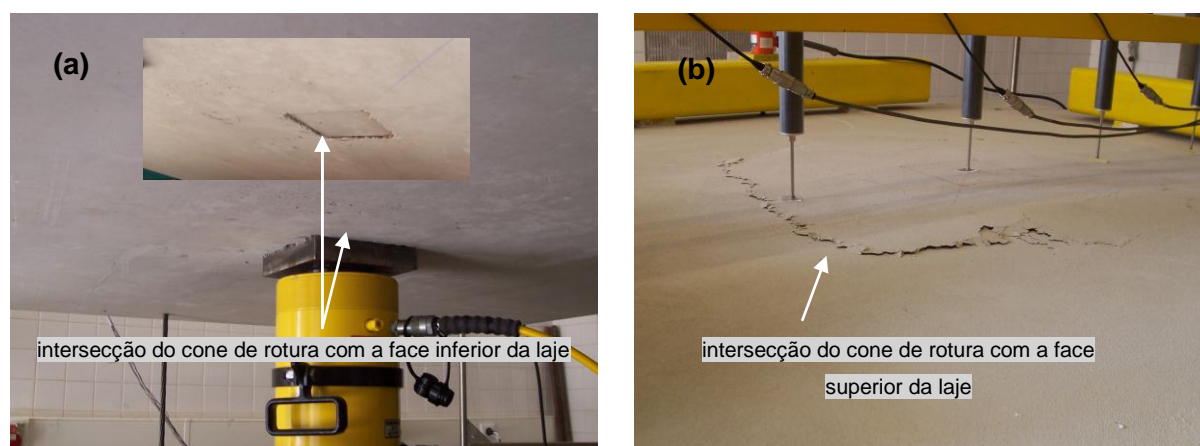


Figura 5.81 – Fotografias da face inferior (a) e superior (b) após rotura por punçoamento modelo padrão.

Por forma a ter em conta as variações da altura útil, da percentagem de armadura e da resistência à compressão do betão, as cargas experimentais foram divididas pela resistência calculadas de acordo com a NP EN 1992-1-1 [150] mas usando os valores médios para a resistência à compressão do betão e desprezando a limitação do factor k e a contribuição das tensões de compressão que surgem das forças de pré-esforço (Exp. (5.26)). As relações obtidas foram posteriormente divididas pelas relações para as lajes DF1 (para as

lajes com 100 mm de espessura) e DF4 (para as lajes com 120 mm de espessura). Desta forma é possível isolar os efeitos do reforço.

A NP EN 1992-1-1 [150] considera um perímetro de controlo à distância de $2d$ da face do pilar ou da área carregada. A expressão que permite calcular o valor resistente ao punçoamento centrado sem armaduras específicas e considerando os valores médios das características dos materiais, é a seguinte:

$$V_{Rm} = \left(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cm})^{1/3} + 0.1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot u \cdot d \quad (5.26)$$

em que:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (d \text{ em mm}) \quad (5.27)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02 \quad (5.28)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad (5.29)$$

$$d = \frac{d_y + d_z}{2} \quad (5.30)$$

- ρ_{ly} e ρ_{lz} são as taxas geométricas de armadura de tracção aderentes na direcção y e z , respectivamente, devendo ser calculadas como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;
- σ_{cy} e σ_{cz} são as tensões de compressão no betão nas direcções y e z , respectivamente;
- d representa a média entre das alturas úteis das armaduras longitudinais superiores, na direcção y e z (d_y e d_z);
- u representa o perímetro de controlo indicado na Figura 5.82;
- f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cilindros ($150 \times 300 \text{ mm}^2$) (MPa).

Nos cálculos efectuados não foi considerada a limitação imposta pela NP EN 1992-1-1 [150] ao coeficiente k . Usando o CEB-FIP Model Code de 1993 (MC90) [64] obtêm-se valores iguais aos obtidos usando a NP EN 1992-1-1 [150] se se desprezar a limitação de k , pelo que não se faz referência directa ao MC90 [64] no que se segue.

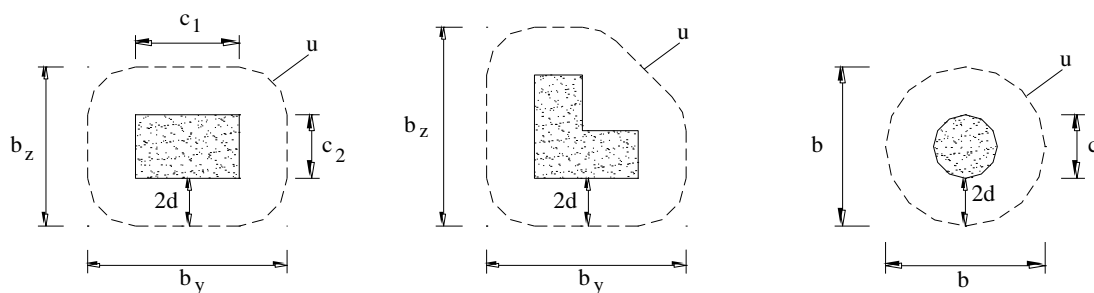


Figura 5.82 – Perímetro de controlo segundo a NP EN 1992-1-1 [150].

O valor de σ_{cp} deve ser determinado de acordo com a Figura 5.83, adoptando uma degradação de forças a 45° , considerando a largura $l_{eixolaje}$.

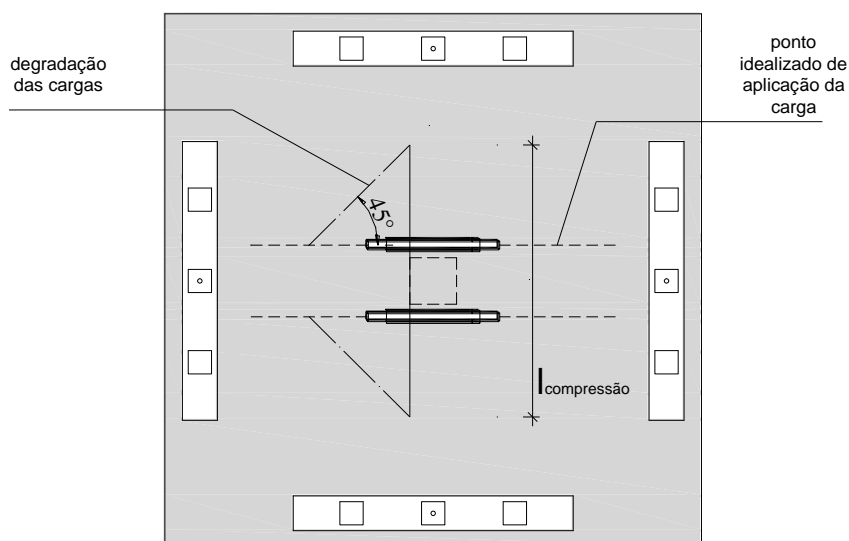


Figura 5.83 – Esquema para cálculo da tensão média de compressão.

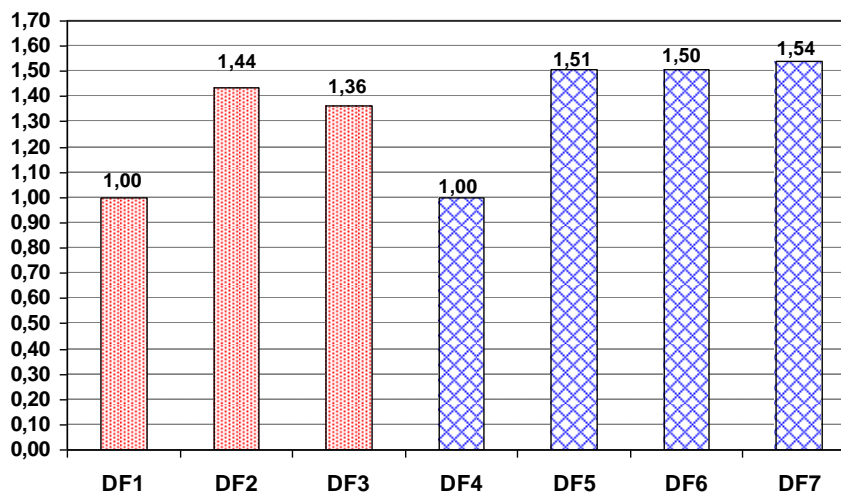
O quociente de V_{exp} pelo valor obtido da Exp. (5.26) ($V_{exp,norm}$, desprezando a parcela referente à compressão, uma vez que se pretende comparar com a resistência prevista da laje não reforçada) resulta nos valores apresentados na segunda coluna do Quadro 5.14. Por forma a tornar mais perceptível a melhoria na capacidade de carga promovida pela existência do reforço em relação aos modelos referência respectivos, foi feita uma correcção dos valores referidos anteriormente, dividindo os valores obtidos (segunda coluna do quadro) pelo valor obtido para o modelo referência de cada um dos grupos de lajes (grupo 1 – lajes DF1 a DF3; grupo 2 – lajes DF4 a DF7), tendo-se obtidos os valores apresentados na terceira coluna do Quadro 5.14, correspondente a $V_{exp,norm,corrig}$.

Quadro 5.14 – Aumento da capacidade de carga nos modelos ensaiados.

Modelo	$V_{exp,norm}^{(1)}$	$V_{exp,norm,corr}^{(2)}$
DF1	0.94	1.00
DF2	1.35	1.44
DF3	1.28	1.36
DF4	0.92	1.00
DF5	1.38	1.51
DF6	1.38	1.50
DF7	1.41	1.54

⁽¹⁾ valor normalizado da carga experimental; ⁽²⁾ valor normalizado da carga experimental corrigido para cada grupo de lajes.

Os resultados obtidos para a capacidade de carga adimensionalizada corrigida (eixo das ordenadas) para cada um dos modelos é então apresentada no gráfico da Figura 5.84.

**Figura 5.84 – Capacidade de carga adimensionalizada corrigida para os vários modelos.**

Por observação do gráfico verifica-se uma melhoria dos valores obtidos pela relação anterior nos modelos reforçados relativamente aos seus modelos de referência, evidenciando o efeito positivo das forças de desvio dos vários modelos no aumento da capacidade de carga ao punção. Comparando os valores obtidos para os modelos DF2 e DF3 com o valor obtido para o modelo DF1, verifica-se um aumento médio da capacidade de carga ao punção de 40%, enquanto se se comparar os valores obtidos para os modelos DF5, DF6 e DF7 com o valor obtido para o modelo DF4, verifica-se um aumento médio da capacidade de carga ao punção de 52%.

5.10 ANÁLISE DAS CARGAS DE ROTURA

Nesta secção apresentam-se comparações entre as cargas de roturas experimentais com as previstas com as normas europeias e norte americana e com o MC2010 [104], por forma a verificar a sua aplicabilidade no dimensionamento deste tipo de reforço em termos de punçoamento.

Nos Quadros 5.15 e 5.17 apresentam-se as cargas de rotura experimentais obtidas nos ensaios e procede-se à sua comparação com os esforços resistentes previstos usando a NP EN 1992-1-1 [150], o ACI 318-08 [10] e o MC2010 da *fib* [104]. No cálculo do valor médio da força resistente de punçoamento (V_{Rm}) centrado não se consideram os coeficientes parciais de segurança, sendo esta resistência determinada para os valores médios das características dos materiais. As disposições relativas à NP EN 1992-1-1 [150] foram já mencionadas na secção anterior (expressões (5.26) a (5.30)). Tal como foi referido anteriormente, tanto a NP EN 1992-1-1 [150] como o MC2010 [104] propõe que para redução da força de punçoamento, apenas podem ser consideradas as componentes verticais dos cabos de pré-esforço que passem a uma distância inferior a $0.5d$ (em que d é a altura útil média da laje) da face do pilar. Este procedimento é o mesmo que subtrair o valor $P \tan \alpha$, dos cabos que se situam no interior daquele perímetro. Neste caso a força efectiva de punçoamento pode ser determinada pela Exp. (5.31):

$$V_{eff} = V_{exp} - V_{desvio} \quad (5.31)$$

As disposições do ACI 318-08 [10] evoluíram a partir das disposições no ACI 318-63 [7], e permanecem inalteradas desde o ACI 318-95 [8]. De acordo com o documento actual [10], a capacidade resistente deverá ser verificada num perímetro de controlo localizado a uma distância de $d/2$ do pilar ou área carregada. No entanto, no caso de pilares quadrados ou rectangulares, o perímetro de contorno pode ser calculado com base em quatro lados rectos, tal como se pode ver na Figura 5.85.

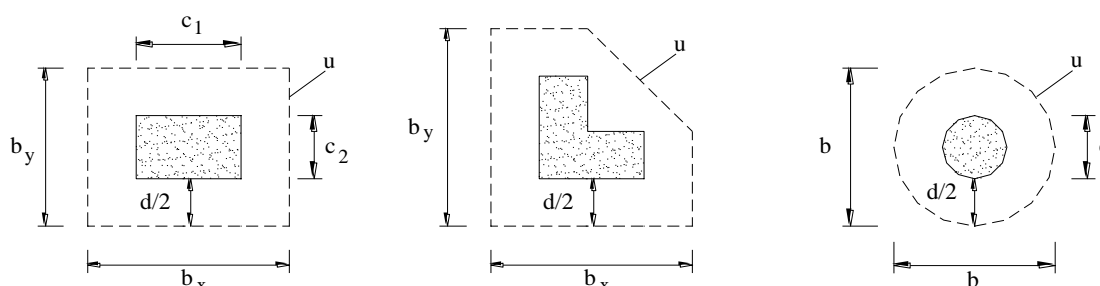


Figura 5.85 – Perímetro de controlo segundo o ACI 318-08 [10].

O ACI 318-08 [10] apresenta expressões diferentes para o cálculo do valor resistente ao punçoamento para os casos de lajes fungiformes pré-esforçadas ou só com armaduras longitudinais ordinárias. Para o caso de lajes sem armaduras específicas e sem pré-esforço, o valor médio da resistência ao punçoamento centrado é definido como o menor dos valores dados pelas seguintes expressões:

$$V_{Rm} = \frac{\left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_{cm}} \cdot u \cdot d}{12} \quad (5.32)$$

$$V_{Rm} = \frac{\left(2 + \frac{40 \cdot d}{u}\right) \sqrt{f_{cm}} \cdot u \cdot d}{12} \quad (5.33)$$

$$V_{Rm} = \frac{4 \sqrt{f_{cm}} \cdot u \cdot d}{12} \quad (5.34)$$

em que:

- β_c representa a relação entre o lado maior e o lado menor do pilar;
- d representa a média entre das alturas úteis das armaduras longitudinais superiores, na direcção y e z (d_y e d_z);
- u representa o perímetro de controlo indicado na Figura 5.85;
- f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cilindros (150x300 mm²) em MPa.

Esta metodologia foi usada nos modelos DF1 e DF4 para cálculo do valor médio do esforço resistente. Para lajes fungiformes pré-esforçadas nas duas direcções sem armadura específica o ACI 318-08 [10], com base no trabalho conjunto do Comité 423 do ACI-ASCE de 1989 [13],[14], e entretanto actualizado em 2005 [15], propõe o seguinte, em termos médios:

$$V_{Rm} = \left(\beta_p \sqrt{f_{cm}} + 0,3 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot u \cdot d + V_{desvio} \quad (5.35)$$

$$\beta_p = \min \left\{ \frac{3.5}{\left(40 \frac{d}{u} + 1,5\right)} \right\} / 12 \quad (5.36)$$

Este documento limita o valor de f_{ck} a um máximo de 35 MPa, que corresponde a limitar o valor de f_{cm} a aproximadamente 43 MPa. A expressão é apenas válida para lajes pré-esforçadas nas duas direcções e nos casos em que a tensão de compressão no betão em cada direcção é no mínimo de 0.9 MPa e no máximo de 3.5 MPa. σ_{cp} corresponde ao valor médio da tensão de compressão devido ao pré-esforço nas duas direcções. V_{desvio} corresponde à componente vertical do pré-esforço que atravessa o perímetro de controlo. Estas limitações impostas pelo ACI 318-08 [10], devem-se ao facto de existir reduzida informação experimental disponível fora daqueles intervalos. Este documento não apresenta disposições aplicáveis a lajes fungiformes pré-esforçadas numa única direcção, limitando o seu campo de aplicação. No entanto, optou-se por utilizar esta expressão no cálculo da carga de rotura ao punçoamento dos modelos com compressão numa só direcção. Nestas situações considerou-se como valor médio da tensão de compressão devido ao pré-esforço metade do valor aplicado numa única direcção. Esta metodologia foi usada para cálculo do valor médio do esforço resistente dos modelos DF2, DF3, DF5, DF6 e DF7.

Em relação ao cálculo do valor médio da resistência ao punçoamento centrado e ao cálculo da rotação preconizado pelo MC2010 [104] referem-se os trabalhos que lhes deram origem e que foram desenvolvidos por Muttoni [205],[207]. Assim, o valor médio da resistência ao punçoamento centrado (V_{Rm}) de lajes sem armaduras específicas de punçoamento e considerando os valores médios das características dos materiais é dado pela Exp. (5.37):

$$\frac{V_{Rm}}{u \cdot d \cdot \sqrt{f_{cm}}} = \frac{\frac{3}{4}}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{16 + d_g}} \quad (5.37)$$

em que:

- ψ é a rotação da laje;
- d_g é máxima dimensão do agregado do betão;
- d é a altura útil média da laje;
- u representa o perímetro de controlo indicado na Figura 5.11;
- f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos (MPa);

O valor de ψ correspondente ao Nível II, mencionado na secção 5.3.3 pode ser obtido pela Exp. (5.38), de acordo com Muttoni [205]:

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{1.5} \quad (5.38)$$

em que V é a força de punçoamento e V_{flex} é a força associada à resistência por flexão da laje, que pode ser aproximada a $8 \cdot m_{Rm}$, em que m_{Rm} é o valor do momento resistente por unidade de comprimento.

No caso de lajes pré-esforçadas a Exp. (5.38) pode ser substituída pela Exp. (5.39), de acordo com Muttoni [207]:

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{V - V_P}{V_{flex} - V_P} \right)^{1.5} \quad (5.39)$$

em que V_P é a força de desvio devido ao pré-esforço. Combinando a Exp. (5.37) que tem em conta o critério de rotura com a Exp. (5.38) ou com a Exp. (5.39) que têm em conta o comportamento das lajes sujeitas a uma carga concentrada e impondo $V_{Rm}=V$ é possível obter iterativamente a carga de punçoamento.

Para a aplicação do Nível III de cálculo é recomendado substituir o coeficiente 1.5 das Exps. (5.38) e (5.39) por 1.2 e calcular V_{flex} para cada caso em concreto. Neste caso, tendo em conta as dimensões dos modelos ensaiados e o posicionamento dos pontos de aplicação de carga, de acordo com Nielsen [216], o valor de $V_{flex} \approx 7.4 \cdot m_{Rm}$.

No Quadro 5.15 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos, comparando as cargas de rotura experimentais, com os valores dos esforços resistentes previstos usando as normas referidas, em termos de valores médios. Relembra-se que no caso do ACI 318-08 [10] a força de desvio é colocada no lado da resistência, enquanto no caso da NP EN 1992-1-1 [150] e do MC2010 [104] esta é colocada do lado da acção. A força de desvio é calculada com base no desvio vertical inicial do pré-esforço, de acordo com os Quadros 5.2 e 5.3, no que diz respeito ao desvio geométrico dos cordões e de acordo com o Quadro 5.8, no que diz respeito às forças efectivamente transmitidas ao betão por aderência, e são considerados todos os cordões para o seu cálculo.

Quadro 5.15 – Comparação entre as cargas de rotura experimentais e as previstas usando a força de desvio inicial do pré-esforço.

Modelo	$P_{\text{inicial}}^{(1)}$ (kN)	$V_{\text{desvio,ini}}^{(2)}$ (kN)	$V_{\text{exp}}^{(3)}$ (kN)	Norma	$V_{\text{eff}}^{(4)}$ (kN)	$V_{\text{Rm}}^{(5)}$ (kN)	$V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$
DF1	0.0	0.0	190.7	NP EN 1992-1-1	190.7	202.6	0.94
				ACI 318	190.7	137.8	1.38
				MC2010 (II)	190.7	156.4	1.22
				MC2010 (III)	190.7	160.3	1.19
DF2	88.4	30.6	272.9	NP EN 1992-1-1	242.3	204.8	1.18
				ACI 318	272.9	156.0	1.75
				MC2010 (II)	242.3	160.9	1.51
				MC2010 (III)	242.3	163.9	1.48
DF3	102.5	37.9	254.6	NP EN 1992-1-1	216.7	202.2	1.07
				ACI 318	254.6	161.6	1.58
				MC2010 (II)	216.7	159.8	1.36
				MC2010 (III)	216.7	162.4	1.34
DF4	0.0	0.0	199.0	NP EN 1992-1-1	199.0	217.4	0.92
				ACI 318	199.0	167.5	1.18
				MC2010 (II)	199.0	180.6	1.10
				MC2010 (III)	199.0	185.1	1.07
DF5	117.7	49.9	295.0	NP EN 1992-1-1	245.1	219.2	1.12
				ACI 318	295.0	202.5	1.46
				MC2010 (II)	245.1	186.5	1.31
				MC2010 (III)	245.1	199.41	1.29
DF6	128.2	57.4	292.7	NP EN 1992-1-1	235.3	218.0	1.08
				ACI 318	292.7	209.3	1.40
				MC2010 (II)	235.3	186.4	1.26
				MC2010 (III)	235.3	189.1	1.24
DF7	186.2	74.5	319.5	NP EN 1992-1-1	245.0	235.0	1.04
				ACI 318	319.5	245.2	1.30
				MC2010 (II)	245.0	205.0	1.20
				MC2010 (III)	245.0	207.4	1.18

⁽¹⁾ valor total de pré-esforço transferido após perdas instantâneas; ⁽²⁾ força de desvio inicial do pré-esforço; ⁽³⁾ carga experimental de rotura ao punçoamento; ⁽⁴⁾ V_{eff} - força efectiva de punçoamento: NP EN 1992-1-1 e MC2010– $V_{\text{eff}} = V_{\text{exp}} - V_{\text{desvio,ini}}$; ACI 318-08 $V_{\text{eff}} = V_{\text{exp}}$; ⁽⁵⁾ valor médio da resistência ao punçoamento.

Por observação dos resultados verifica-se que para os modelos DF1 e DF4 a NP EN 1992-1-1 [150] conduz a valores bastante próximos dos obtidos experimentalmente, apresentando um valor médio da razão $V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$ de 0.93, ligeiramente contra a segurança. O ACI 318-08 [10] apresenta resultados mais conservadores, tendo as cargas de rotura experimentais alcançado valores entre 18% e 38% acima do valor resistente médio previsto, apresentando um valor médio para $V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$ de 1.28. Para estes modelos (DF1 e DF4) o

MC2010 [104] apresenta um valor médio da razão V_{eff}/V_{Rm} de 1.16 e 1.13, para o Nível II e Nível III, respectivamente.

No que diz respeito aos modelos com pré-esforço, verifica-se que a NP EN 1992-1-1 [150] apresenta valores para a resistência ao punçoamento inferiores aos obtidos experimentalmente, chegando-se a um valor médio de V_{eff}/V_{Rm} de cerca de 1.10; quanto ao MC2010 [104], apresenta um valor médio da razão V_{eff}/V_{Rm} de 1.33 e de 1.31 para o Nível II e Nível III, respectivamente; em relação ao ACI 318-08 [10] a razão V_{eff}/V_{Rm} média é de cerca de 1.50, revelando-se bastante conservador. Conclui-se então que a NP EN 1992-1-1 [150] é que melhor estima os resultados, embora de uma forma algo conservadora quando se usa a força de desvio vertical inicial do pré-esforço.

Em relação aos resultados obtidos pelo MC2010 [104] importa mencionar que se usou a Exp. (5.39) para cálculo de ψ . Se se tivesse usado a Exp. (5.38) as relações V_{eff}/V_{Rm} seriam maiores que as apresentadas no Quadro 5.15.

Uma vez que ao longo do ensaio os modelos sofrem deformações, que levam a que o desvio vertical final e a força do pré-esforço seja maior do que no início, espera-se que as forças de desvio vertical junto à rotura sejam superiores às apresentadas no Quadro 5.15. Como durante os ensaios foram controlados os deslocamentos da laje e a evolução das forças nos cordões de pré-esforço, foi possível calcular a força de desvio vertical final do pré-esforço. O desvio vertical final do pré-esforço é definido como sendo o resultante da soma do desvio vertical inicial do pré-esforço com o desvio vertical que surge devido ao deslocamento vertical relativo entre o centro do modelo (deflectómetro D3) e a zona central do comprimento de aderência com base nas medições obtidas pelos restantes deflectómetros.

Para força nos cordões foi considerada a força medida imediatamente antes da rotura, de acordo com o Quadro 5.8. No Quadro 5.16, encontram-se resumidas as alterações registadas ao nível das forças de pré-esforço e forças de desvio vertical. No Quadro 5.17 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos, comparando as cargas de rotura experimentais com os valores previstos com a NP EN 1992-1-1 [150], com o ACI 318-08 [10] e com o MC2010 [104], de acordo com o descrito anteriormente, tendo em conta a força de desvio final do pré-esforço.

Quadro 5.16 –Forças de pré-esforço, forças de desvio e suas variações.

Modelo	$P_{\text{inicial}}^{(1)}$ (kN)	$P_{\text{final}}^{(2)}$ (kN)	Incremento (%)	$V_{\text{desvio,ini}}^{(3)}$ (kN)	$V_{\text{desvio,fin}}^{(4)}$ (kN)	Incremento (%)
DF2	88.4	161.0	82.1	30.6	61.3	100.3
DF3	102.5	156.7	48.9	37.9	63.1	66.5
DF5	117.7	173.7	47.6	49.9	79.6	59.5
DF6	128.2	175.7	37.1	57.4	84.4	47.0
DF7	186.2	196.1	5.4	74.5	84.9	14.0

⁽¹⁾ valor total de pré-esforço transferido após perdas instantâneas; ⁽²⁾ valor total de pré-esforço final (no momento da rotura);
⁽³⁾ força de desvio inicial do pré-esforço; ⁽⁴⁾ força de desvio final do pré-esforço.

Usando esta metodologia constata-se que os valores previstos para a resistência média ao punçoamento nos modelos reforçados se aproximam dos valores experimentais, levando a uma diminuição do conservadorismo. Para os modelos reforçados, verifica-se que a NP EN 1992-1-1 [150] apresenta valores para a resistência média ao punçoamento ligeiramente superiores aos obtidos experimentalmente, atingindo um valor médio para a razão $V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$ de cerca de 0.98 (próximo do valor ideal de 1.00), ao contrário de 1.10 calculado anteriormente; em relação ao ACI 318-08 [10] a razão $V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$ média é de cerca de 1.30, inferior a 1.50 calculado anteriormente, revelando-se ainda assim bastante conservador; o MC2010 [104] apresenta um valor médio para razão $V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$ de 1.15 e de 1.13, para o Nível II e Nível III, respectivamente, inferior aos valores 1.33 e 1.31 calculados anteriormente, posicionando-se entre as restantes normas.

Mais uma vez, foi usada para o cálculo de ψ a Exp. (5.39) para a obtenção dos valores de V_{Rm} apresentados no Quadro 5.17. Se se tivesse usado a Exp. (5.38) as relações $V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$ seriam maiores que as apresentadas no Quadro 5.17.

Quadro 5.17 – Comparação entre as cargas de rotura experimentais e as previstas usando a força de desvio final do pré-esforço.

Modelo	$P_{\text{final}}^{(1)}$ (kN)	$V_{\text{desvio,fin}}^{(2)}$ (kN)	$V_{\text{exp}}^{(3)}$ (kN)	Norma	$V_{\text{eff}}^{(4)}$ (kN)	$V_{\text{Rm}}^{(5)}$ (kN)	$V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$
DF1	0.0	0.00	190.7	NP EN 1992-1-1	190.7	202.6	0.94
				ACI 318	190.7	137.8	1.38
				MC2010 (II)	190.7	156.4	1.22
				MC2010 (III)	190.7	160.3	1.19
DF2	161.0	61.3	272.9	NP EN 1992-1-1	211.6	207.4	1.02
				ACI 318	272.9	191.8	1.42
				MC2010 (II)	211.6	168.2	1.26
				MC2010 (III)	211.6	170.3	1.24
DF3	156.7	63.1	254.6	NP EN 1992-1-1	191.5	204.0	0.94
				ACI 318	254.6	190.3	1.34
				MC2010 (II)	191.5	168.8	1.12
				MC2010 (III)	191.5	167.8	1.14
DF4	0.0	0.0	199.0	NP EN 1992-1-1	199.0	217.4	0.92
				ACI 318	199.0	167.5	1.18
				MC2010 (II)	199.0	180.6	1.10
				MC2010 (III)	199.0	185.1	1.07
DF5	173.7	79.6	295.0	NP EN 1992-1-1	215.4	221.6	0.97
				ACI 318	295.0	236.6	1.25
				MC2010 (II)	215.4	193.7	1.11
				MC2010 (III)	215.4	195.7	1.10
DF6	175.7	84.4	292.7	NP EN 1992-1-1	208.3	220.0	0.95
				ACI 318	292.7	240.0	1.22
				MC2010 (II)	208.3	193.2	1.08
				MC2010 (III)	208.3	195.0	1.07
DF7	196.1	84.9	319.5	NP EN 1992-1-1	234.6	235.5	1.00
				ACI 318	319.5	256.4	1.25
				MC2010 (II)	234.6	207.6	1.13
				MC2010 (III)	234.6	209.8	1.12

⁽¹⁾ valor total de pré-esforço final (no momento da rotura); ⁽²⁾ força de desvio final do pré-esforço; ⁽³⁾ carga de rotura experimental ao punçãoamento; ⁽⁴⁾ V_{eff} - força efectiva de punçãoamento: NP EN 1992-1-1 e MC2010– $V_{\text{eff}} = V_{\text{exp}} - V_{\text{desvio,fin}}$; ACI 318-08 $V_{\text{eff}} = V_{\text{exp}}$; ⁽⁵⁾ valor médio da resistência ao punçãoamento.

5.11 GEOMETRIA DAS SUPERFÍCIES DE ROTURA

Depois de executados os ensaios, as lajes foram cortadas em duas direcções ortogonais, sendo possível observar a forma da superfície de rotura. No Anexo II é apresentado um levantamento fotográfico dos cortes das lajes.

Em alguns casos o cone de punçãoamento foi previamente retirado com recurso a martelo, uma vez que não estava previsto o corte das lajes, pelo que em algumas das fotos relativas aos cortes A-A e B-B não é possível observar o tronco de pirâmide em betão. Ainda assim, foi possível recolher informação sobre a forma e inclinação das superfícies de rotura.

Os resultados relativos à inclinação da superfície de rotura são apresentados no Quadro 5.18, seguindo o esquema da Figura 5.86, em que a direcção do corte A-A coincide com a direcção do reforço (cordões 1 e 2) nos modelos DF2, DF3, DF5 e DF6, que corresponde à direcção da menor altura útil da armadura longitudinal em todos os modelos. O corte B-B coincide com a direcção dos cordões 3 e 4 do modelo DF7 correspondendo à direcção da maior altura útil da armadura longitudinal em todos os modelos.

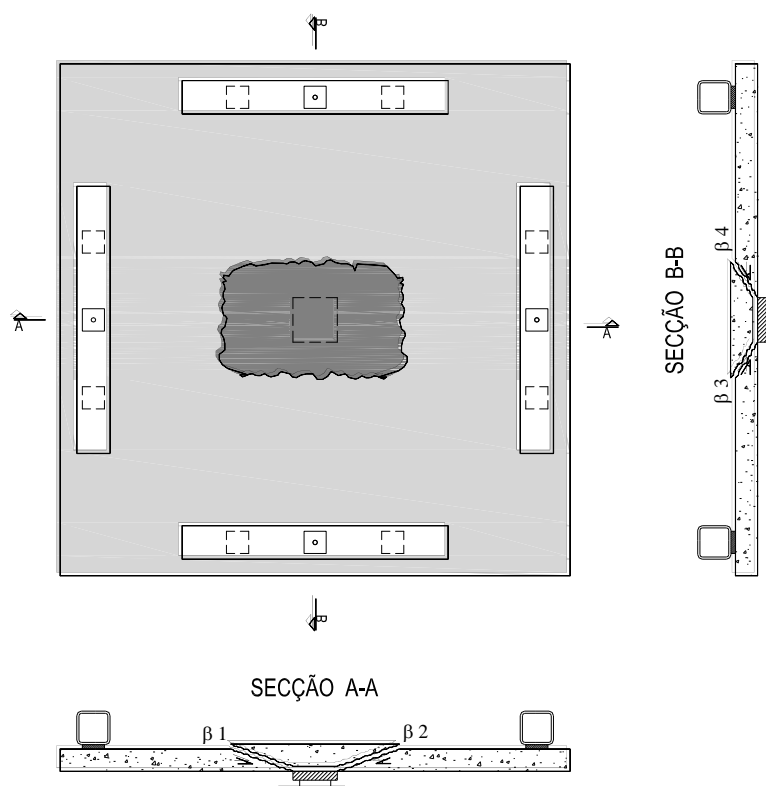


Figura 5.86 – Esquema da forma da superfície de rotura.

A título de exemplo, nas Figuras 5.87 a 5.92 mostra-se a forma da superfície de rotura dos modelos DF6 e DF7, onde se incluem vistas superior e inferior, complementadas com cortes da laje na direcção do corte A-A e corte B-B. No Anexo II podem ser visualizadas as fotos dos restantes modelos.



Figura 5.87 – Vista superior da forma da superfície de rotura do modelo DF6.



Figura 5.88 – Forma da superfície de rotura do modelo DF6, corte A-A.



Figura 5.89 – Forma da superfície de rotura do modelo DF6, corte B-B.

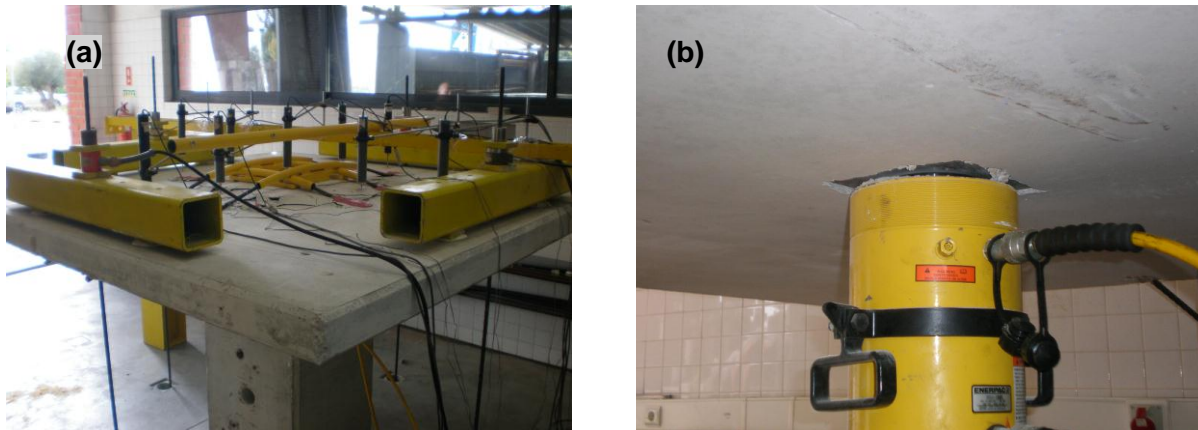


Figura 5.90 – Forma da superfície de rotura do modelo DF7 (a) vista superior) e (b) vista inferior.



Figura 5.91 – Forma da superfície de rotura do modelo DF7, corte A-A.



Figura 5.92 – Forma da superfície de rotura do modelo DF7, corte B-B.

Quadro 5.18 – Inclinações da superfície de rotura com a horizontal.

Modelo	$\beta 1$ (°)	$\beta 2$ (°)	Valor Médio (°)	$\beta 3$ (°)	$\beta 4$ (°)	Valor Médio (°)
DF1	33	34	34	32	33	33
DF2	33	33	33	45	44	45
DF3	35	35	35	40	42	41
DF4	36	33	35	35	35	35
DF5	25	30	28	38	32	35
DF6	42	37	40	40	42	41
DF7	40	38	39	55	45	50
Média DF1 e DF4			35			34
Média DF2, DF3, DF5 e DF6			34			41

Por observação das Figuras 5.86 a 5.92 e do Quadro 5.18, verifica-se que os modelos reforçados numa única direcção apresentam uma superfície de rotura com uma inclinação superior na direcção perpendicular à do reforço. Este efeito pode ser explicado pelo facto da existência de pré-esforço numa única direcção, provocando assim uma falta de simetria radial na distribuição de tensões de corte em torno do “pilar”.

5.12 COMENTÁRIOS FINAIS

Verificou-se um aumento médio da capacidade de carga ao punçoamento de 40% para os modelos com 100 mm de espessura e de 52% para os modelos com 120 mm de espessura, relativamente aos seus modelos de referência, DF1 e DF4, respectivamente.

De acordo com os valores das forças de desvio, conclui-se que a aplicação do pré-esforço conduziu a uma diminuição das deformações dos modelos nos patamares de carga semelhantes. Comparando os modelos DF2 e DF3 com DF1, verifica-se uma diminuição das deformações em média cerca de 50% para os patamares de carga de 150 kN e 180 kN. No caso dos modelos DF5 e DF6, quando comparados com o modelo DF4 verificam-se também reduções médias nas deformações de cerca de 55% na direcção do pré-esforço e de 30% na direcção não pré-esforçada. Em relação ao modelo DF7, verifica-se uma diminuição da deformação média na direcção da menor altura útil de cerca de 70% e de 40% na direcção perpendicular, quando comparado com o modelo DF4. De qualquer forma, as reduções na deformação e consequentemente na fendilhação, são consideráveis, pelo que pode-se afirmar que o sistema é eficaz no que diz respeito ao comportamento em serviço.

Comparando os modelos DF2 e DF3, verifica-se que com o aumento da força de desvio, houve uma diminuição, embora ligeira das extensões médias nas armaduras. O mesmo acontece no caso dos modelos DF5 e DF6. Em relação ao modelo DF7, e comparando com DF5 e DF6, por terem características bastante semelhantes, verifica-se um maior decréscimo das extensões médias, visto esta laje ser reforçada com pré-esforço também na direcção das armaduras instrumentadas, apesar da força de desvio final ser muito semelhante à dos modelos DF5 e DF6.

O cálculo da força de desvio vertical junto ao pilar, usando o desvio vertical inicial do pré-esforço, conduziu a valores estimados para a resistência média ao punçoamento inferiores aos obtidos experimentalmente, para a NP EN 1992-1-1 [150], para o ACI 318-08 [10] e para o MC2010 [104]. Quando se usou o desvio vertical final e a força

final do pré-esforço, obtiveram-se resultados que diminuíram o conservadorismo, concluindo-se que a NP EN 1992-1-1 [150] prevê adequadamente as cargas de rotura enquanto o ACI 318-08 [10] é algo conservador. Já os resultados obtidos com base no MC2010 [104] situam-se entre os resultados obtidos pelas restantes normas.

Relativamente aos ângulos de inclinação da superfície de rotura com a horizontal verifica-se que os modelos reforçados numa única direcção apresentam uma superfície de rotura com uma inclinação superior na direcção perpendicular à do reforço. Este efeito pode ser explicado pelo facto de só existir pré-esforço numa direcção, promovendo assim uma falta de simetria radial na distribuição de tensões de corte em torno do pilar.

CAPÍTULO 6

COMPORTAMENTO PÓS-ROTURA

6.1 INTRODUÇÃO

Após a execução dos ensaios até à rotura, apresentados e analisados no capítulo anterior, procedeu-se a ensaios para avaliar o comportamento pós-rotura deste tipo de reforço em lajes de betão armado, em todos os modelos reforçados, voltando a aplicar carga vertical. A instrumentação usada foi a mesma, embora os extensómetros utilizados para monitorizar as armaduras superiores tenham ficado danificados na sua grande maioria após a rotura por punçoamento, pelo que não se irá apresentar os respectivos resultados. De seguida apresenta-se uma síntese dos trabalhos de investigação mais importantes realizados com o intuito de estudar o comportamento na pós-rotura de lajes fungiformes.

6.2 EFEITO DO PRÉ-ESFORÇO NA PÓS-ROTURA

Vários investigadores estudaram experimentalmente o comportamento na pós-rotura ao punçoamento de lajes fungiformes. De forma a introduzir este tema, começa-se por mencionar o caso mais geral em que não existe pré-esforço. Ao longo dos anos, alguns estudos incidiram na colocação de varões colocados junto à face inferior das lajes e passando através do pilar, revelando decréscimos de carga inferiores após a rotura. Na Figura 6.1 mostra-se a sequência do comportamento na pós-rotura: em (a) está ilustrado o momento logo após a rotura por punçoamento caso não existam armaduras transversais capazes de impedir o levantamento das armaduras longitudinais superiores; em (b) pode-se observar as armaduras inferiores que por estarem envolvidas em betão com grande espessura não são arrancadas e portanto, são capazes de desenvolver um mecanismo chamado de “dowel action” ou “efeito de ferrolho” e mais tarde (c) para deformações maiores por dobragem da armadura; (d) uma posterior transformação para um mecanismo membrana poderá ser possível [239].

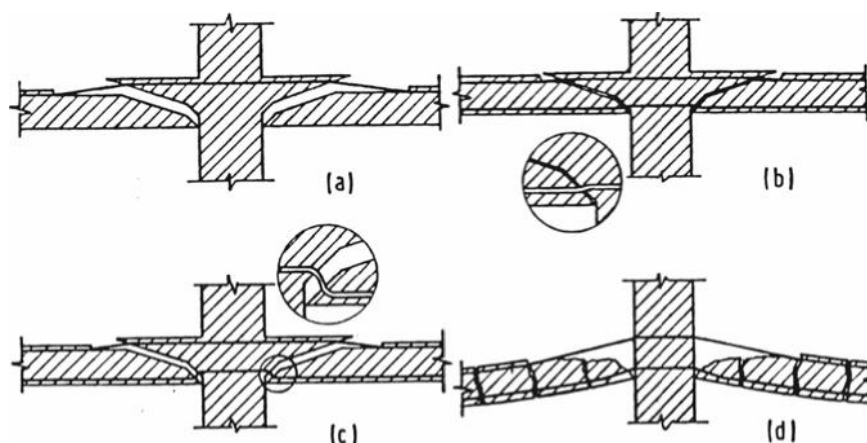


Figura 6.1 – Comportamento pós-rotura de uma ligação pilar-laje fungiforme, (a) pós-rotura sem armadura inferior, (b), (c) e (d) sequência do comportamento pós-rotura com armadura inferior cruzando o pilar [239].

Regan [236], ensaiou uma laje fungiforme com 100 mm de espessura, com uma altura útil de 79 mm e percentagem geométrica de armadura longitudinal superior de 0.8%. O pilar central tinha secção transversal quadrada com 200 mm de lado. A carga de rotura experimental foi de 186 kN. Devido à presença de três varões de 8 mm, passando pelo pilar em cada direcção junto à face inferior da laje, a carga pós-rotura atingiu 132 kN sem ocorrer um colapso total do modelo (72% da carga de rotura experimental). Posteriormente, Regan [240] propôs para cálculo da armadura de pós-rotura a Exp. (6.1), baseada na resistência por efeito de ferrolho dada pela expressão de Rasmussen [235]:

$$V_{PR} = 1.3 \sum \phi_s^2 \sqrt{f_y \cdot f_{cm}} \quad (6.1)$$

em que V_{PR} corresponde ao valor previsto para a carga de pós-rotura por punçoamento, ϕ_s ao diâmetro do varão, f_y à tensão de cedência à tracção do aço dos varões e f_{cm} ao valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cilindros (150x300 mm²).

O somatório é estendido a todos os varões ancorados para ambos os lados do pilar e que passem no pilar, sendo que um varão que atravesse o pilar e se encontre amarrado na laje nas suas duas extremidades conta duas vezes.

Lee, Mitchell e Harris [179] ensaiaram modelos de laje fungiforme em que a armadura dimensionada como superior, foi colocada com alturas úteis variáveis de modo a simular

uma deficiente colocação desta. Os resultados revelaram que embora a resistência decresça inicialmente com a diminuição da altura útil, como aliás seria previsível utilizando as expressões usuais para o seu cálculo, a partir do momento em que os varões passam para baixo da meia altura da laje a perda de capacidade de carga após a rotura por punçoamento é menor e a carga máxima foi atingida para maiores deformações.

McPeake [191] ensaiou modelos de ligações laje-pilar na Queen's University of Belfast, com o objectivo de estudar o efeito da armadura colocada junto à face inferior da laje no comportamento pós-rotura. Todos os modelos tinham 51 mm de espessura e eram carregados através de um troço de pilar monolítico central. Concluíram que a armadura de pós-rotura, constituída por varões colocados junto à face inferior da laje, foi eficiente e que os valores da carga de pós-rotura chegam a ser superiores aos da própria carga de rotura ao punçoamento.

Já Georgopoulos [112] estudou o efeito da colocação de varões na face inferior da laje, na pós-rotura, através de um modelo de laje fungiforme circular com 1400 mm de diâmetro, com 127 mm de espessura e com um troço de pilar central com 226 mm de diâmetro. A armadura de pós-rotura era constituída por dois varões de 16 mm em cada direcção ortogonal. Na fase de pós-rotura ao punçoamento o modelo atingiu cerca de 85% da carga original de rotura.

Melo [195] ensaiou oito modelos de lajes fungiformes com o objectivo de estudar também o efeito deste tipo de armaduras de pós-rotura. Os modelos ensaiados tinham uma espessura de 75 mm e eram quadrados com 2500 mm de lado, sendo apoiados num pilar central com secção transversal quadrada de 150 mm de lado. A carga vertical era aplicada em dezasseis pontos com o objectivo de simular uma carga distribuída. Em dois destes modelos foi ainda utilizada armadura específica de punçoamento na forma de estribos verticais. Os ensaios foram executados em duas fases: numa primeira fase a carga vertical foi incrementada até se atingir a rotura por punçoamento. Neste instante a carga sofria uma descida brusca; de seguida, numa segunda fase, a carga foi novamente aplicada até se atingir um valor máximo. A carga atingida na fase após a rotura por punçoamento foi mais elevada nos modelos em que se utilizou armadura de pós-rotura. Além disso as deformações correspondentes à fase de pós-rotura foram inferiores nestes modelos, quando comparadas com as dos modelos em que não se utilizou armadura de pós-rotura. Conclui também que a utilização de estribos conduz igualmente a um incremento da carga de pós-rotura. O autor propôs um método para cálculo da resistência pós-rotura da ligação laje-pilar

em que se utilize armadura de pós-rotura colocada junto a face inferior da laje e a passar dentro da armadura do pilar.

Pralong *et al.* [226] confirmaram que é também possível mobilizar resistência pós-rotura em lajes fungiformes pré-esforçadas, nas quais os cabos de pré-esforço inclinados estejam concentrados junto aos pilares (Figura 6.2). Nos modelos em que se usou pré-esforço (P7 e P9) verificou-se que a perda de carga após a rotura por punçoamento foi inferior. Nestes casos foi possível aumentar a carga vertical aplicada, tendo sido possível atingir maiores deformações antes do colapso total da estrutura.

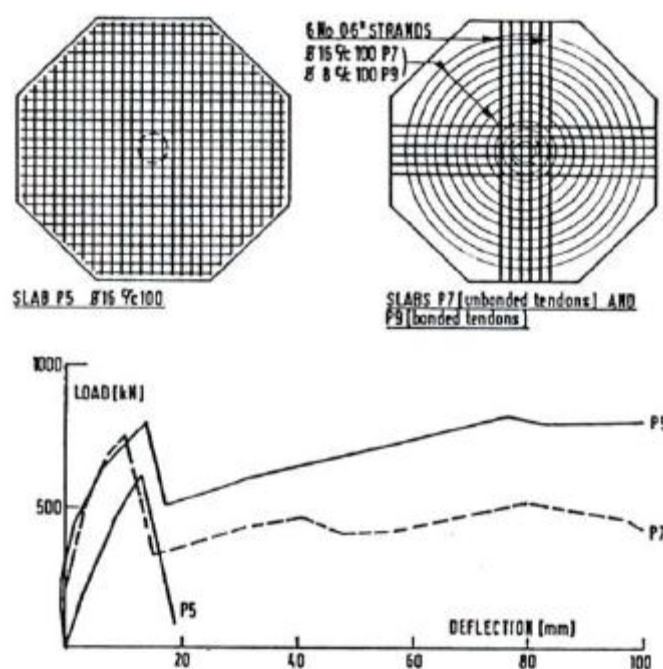


Figura 6.2 – Resultados dos ensaios de Pralong *et al.* [226].

Ramos [229] e Ramos e Lúcio [232] verificaram que nos modelos ensaiados à pós-rotura em que os monocordões de pré-esforço foram colocados a passar sobre o pilar, obtiveram-se elevados valores para a resistência pós-rotura, em média cerca de 25% superiores aos valores da carga de rotura experimental ao punçoamento. Nestes modelos foram ainda atingidas maiores deformações antes do colapso, relativamente às registadas nos restantes modelos em que não existia armadura de pré-esforço, ou então estas não passavam sobre o pilar. Ramos e Lúcio [232] propuseram uma expressão para estimar a carga de pós-rotura por punçoamento, que se apresenta de seguida, em que P_i é a força de pré-esforço nos cordões na fase de pós-rotura por punçoamento, considerando os cordões que atravessam o perímetro do pilar. Usando a Exp. (6.2) foi obtida uma relação $V_{PR,exp}/V_{PR}$ média de 1.17, ligeiramente conservativa, para os ensaios realizados.

$$V_{PR} = \operatorname{tg}(23^\circ) \sum P_i \quad (6.2)$$

O MC90 [64] foi o primeiro documento a apresentar disposições para impedir ou retardar o fenómeno do colapso progressivo, no caso de uma rotura por punçoamento, mas aplicáveis a lajes fungiformes com armadura ordinária. No entanto, posteriormente foram publicadas as já referidas recomendações da FIP [105] que generalizam as disposições apresentadas no MC90 [64] a lajes fungiformes pré-esforçadas. Entretanto a NP EN 1992-1-1 [150] adoptou as recomendações FIP [105]. Assim, na NP EN 1992-1-1 [150], na eventualidade da ocorrência de um fenómeno de rotura local por punçoamento deverá verificar-se a Exp. (6.3), em que $V_{Ed,PR}$ é a força transmitida ao pilar:

$$V_{Ed,PR} \leq V_{PR} = A_s f_{yd} + A_p \frac{f_{pk}}{\gamma_s} \quad (6.3)$$

em que A_s e A_p correspondem à área da secção transversal dos varões da armadura longitudinal ordinária colocada junto à face inferior da laje e dos cordões de pré-esforço. Apenas deverão ser consideradas as armaduras (tanto as armaduras ordinárias como as de pré-esforço) que passem dentro da armadura longitudinal do pilar. Relativamente às armaduras longitudinais ordinárias usadas para este efeito é importante referir que só podem ser consideradas aquelas que estejam ancoradas na laje num comprimento dado pela soma do comprimento de amarração com a altura útil da laje, ou por um comprimento de ancoragem dentro do pilar (por exemplo no caso de um pilar de bordo) (Figura 6.3).

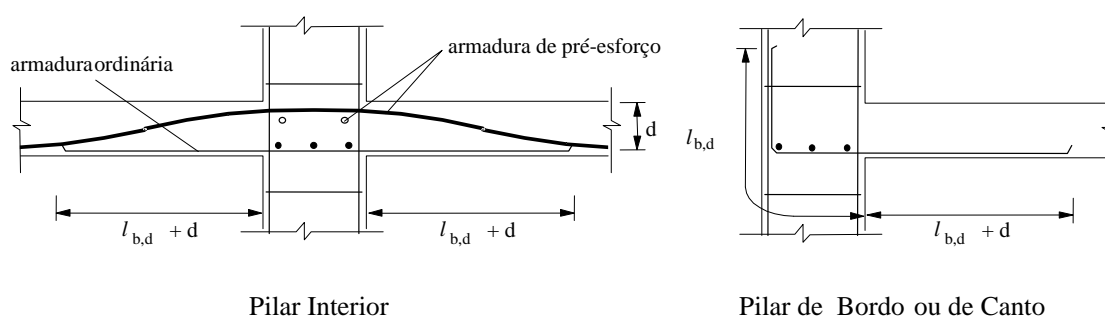


Figura 6.3 – Armaduras de colapso progressivo.

Quanto às armaduras de pré-esforço poderão ser colocadas na face superior da laje mas deverão ter um traçado que as conduzam para junto à face inferior da mesma, à medida que se caminha para o meio vão. Na Exp. (6.3) $V_{Ed,PR}$ corresponde ao valor de cálculo do esforço

de punçoamento actuante enquanto f_{yd} e f_{pk} correspondem o valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço da armadura longitudinal ordinária e ao valor característico da tensão de rotura à tracção do aço de pré-esforço. γ_s é o coeficiente de segurança do aço, tomado com um valor de 1.15.

No entanto, Ramos e Lúcio [232] afirmam que a Exp. (6.3) não conduz a resultados do lado da segurança.

A versão provisória do MC2010 [104] apresenta disposições para o cálculo de “armaduras de integridade” de forma a prevenir o colapso progressivo, no caso de uma rotura por punçoamento, mas apenas aplicáveis a lajes fungiformes com armadura ordinária.

6.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.3.1 Deslocamentos verticais

Nas Figuras 6.4 a 6.8, apresentam-se os deslocamentos obtidos nos ensaios efectuados após a rotura. Como estes ensaios se realizaram imediatamente após os ensaios de rotura por punçoamento, apresentam-se os resultados desde o início de todo o ensaio.

Logo após a rotura por punçoamento dá-se uma diminuição rápida na carga aplicada na laje, acompanhada de grandes deslocamentos. Nesta nova fase do carregamento os modelos desenvolveram alguma resistência, embora a rigidez seja muito inferior à registada durante o ensaio até à rotura, sendo que o comportamento foi semelhante na maior parte dos ensaios. Antes do colapso total da laje observou-se um patamar horizontal nos gráficos carga-deslocamento, correspondendo a um aumento de deformação sem incremento de carga, indicando que as lajes não são capazes de suportar mais incrementos de carga.

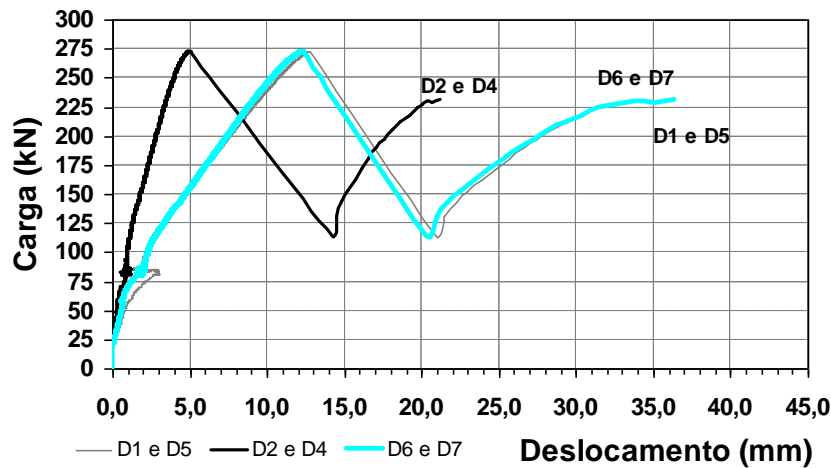


Figura 6.4 – Evolução dos deslocamentos no modelo DF2: rotura e pós-rotura.

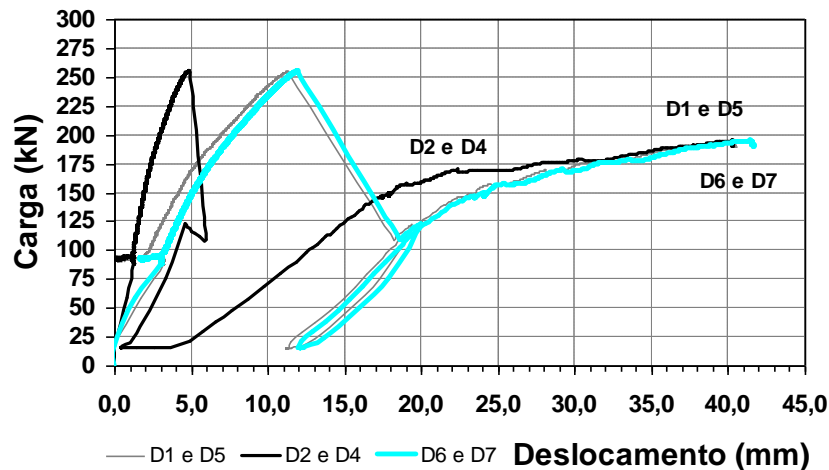


Figura 6.5 – Evolução dos deslocamentos no modelo DF3: rotura pós-rotura.

Em relação ao modelo DF3 convém referir que após a rotura por punçoamento ocorreu uma descarga quase completa. Durante o novo carregamento este modelo apresentou um comportamento aproximadamente linear até ser atingida uma carga de cerca de 110 kN. Esta carga coincide aproximadamente com a carga que logo após se atingir a rotura por punçoamento estava aplicada na laje nos outros modelos, com excepção do modelo DF7, em que este valor é de cerca de 125 kN (Figura 6.8). A partir daquele ponto a rigidez do conjunto vai diminuindo progressivamente até se atingir a carga máxima de pós-rotura.

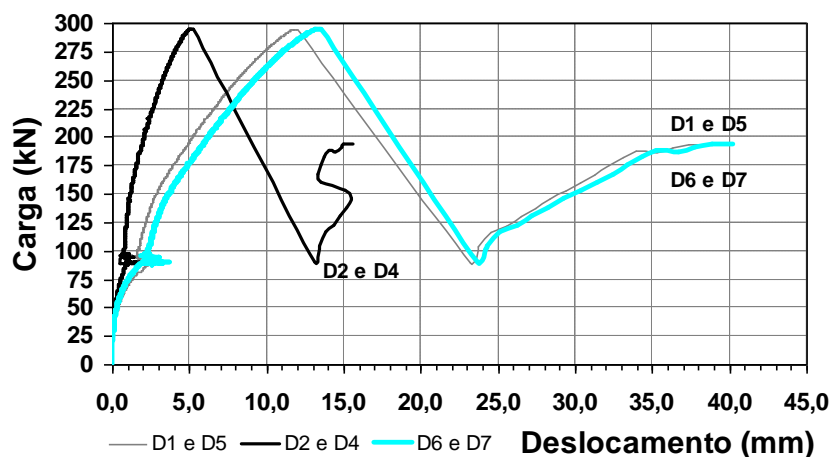


Figura 6.6 – Evolução dos deslocamentos no modelo DF5: rotura e pós-rotura.

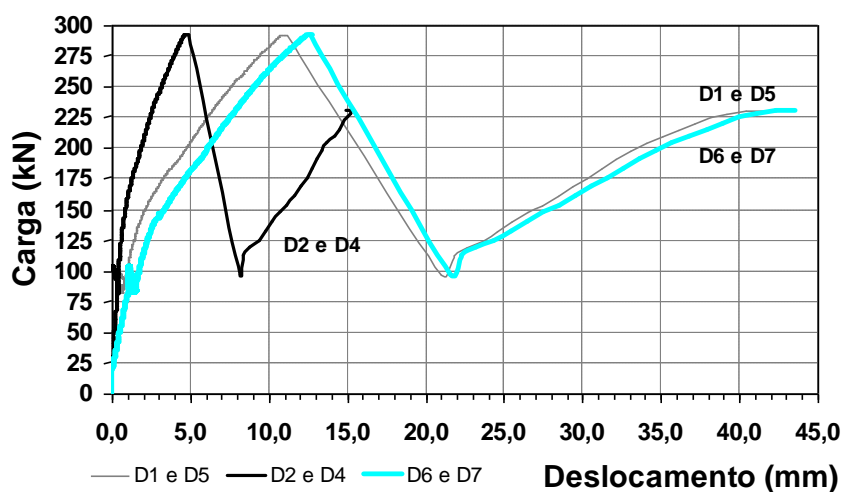


Figura 6.7 – Evolução dos deslocamentos no modelo DF6: rotura e pós-rotura.

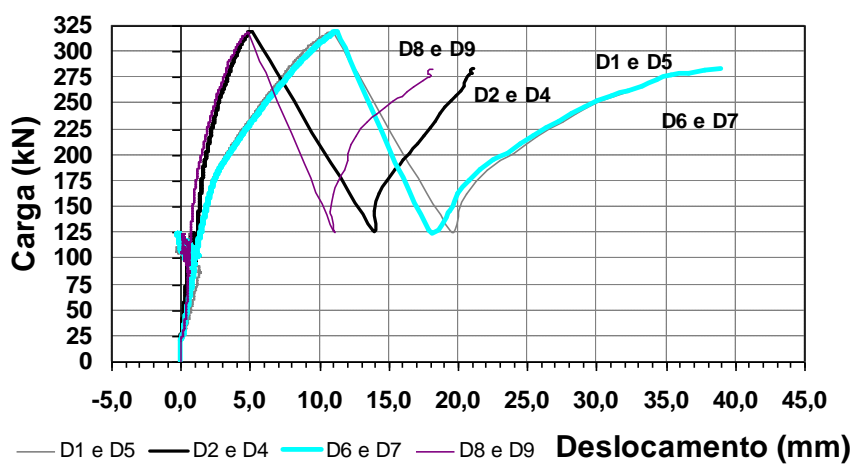


Figura 6.8 – Evolução dos deslocamentos no modelo DF7: rotura e pós-rotura.

Na fase de pós-rotura, os modelos exibiram grandes deformações, sendo visível o destacamento do recobrimento das armaduras superiores (Figuras 6.9 a 6.14). Em alguns modelos houve rotura de alguns varões da armadura longitudinal superior que atravessava o pilar. Na face inferior da laje verifica-se a formação de uma abertura com a forma exacta da chapa que simulava o pilar.



Figura 6.9 – Aspecto da face superior e inferior do modelo DF2 na fase pós-rotura.

Pode-se observar nas Figuras 6.9 a 6.14 e nas figuras do Anexo II que o cone de betão acabou por se desagregar e que desse cone restou um paralelepípedo em betão (Figura 6.9) sobre o “pilar” com a sua dimensão. Na Figura 6.10 pode-se também observar que os desviadores estão inclinados em relação ao plano vertical.



Figura 6.10 – Aspecto da face superior e inferior do modelo DF3 na fase pós-rotura.

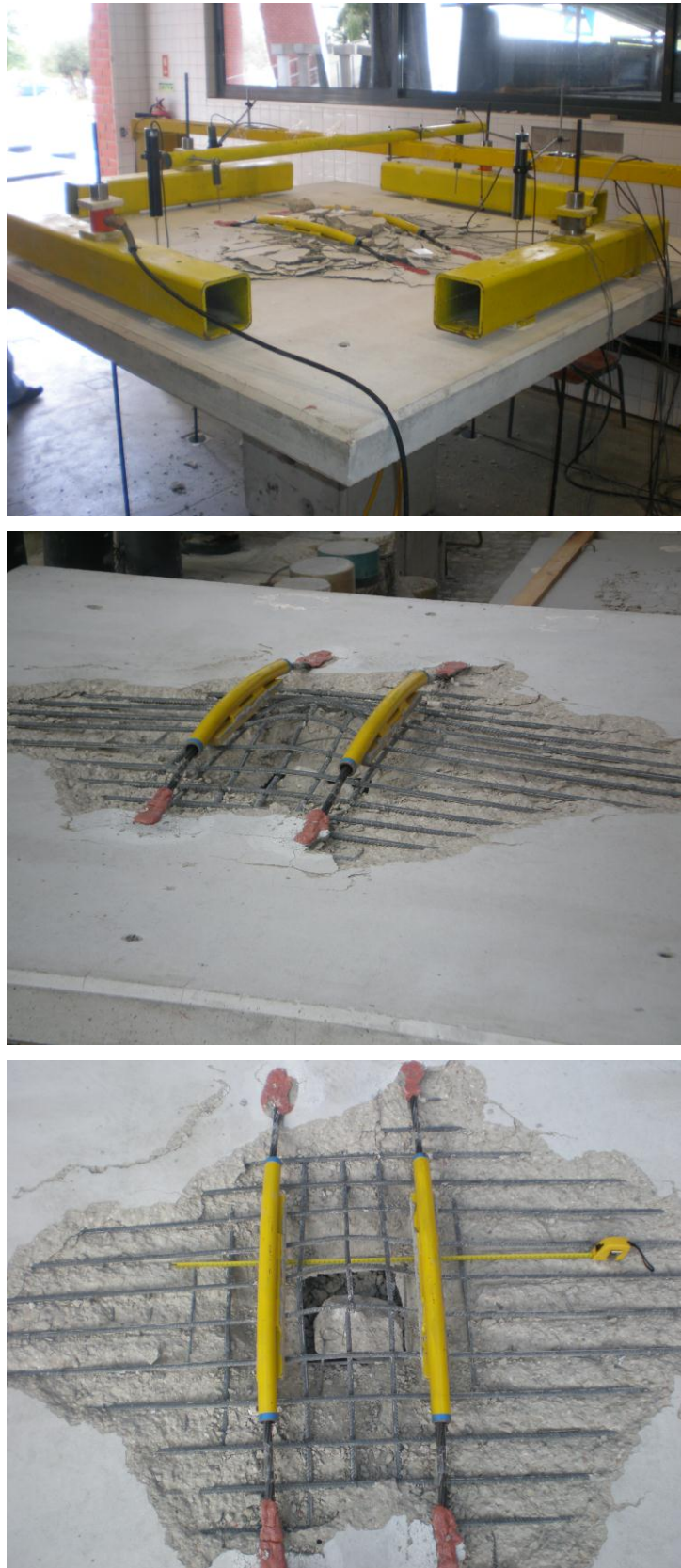


Figura 6.11 – Aspecto da face superior e inferior do modelo DF5 na fase pós-rotura.

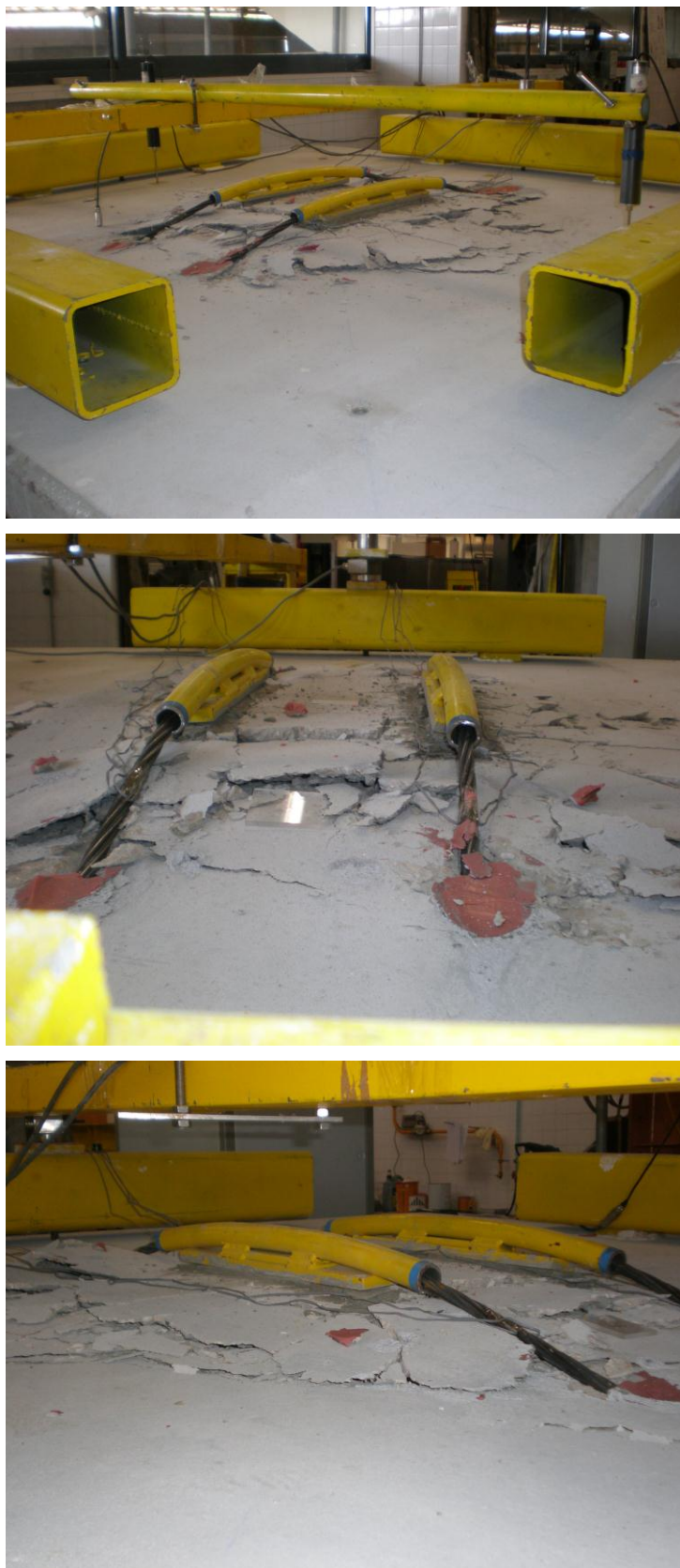


Figura 6.12 – Aspecto da face superior e inferior do modelo DF6 na fase pós-rotura.

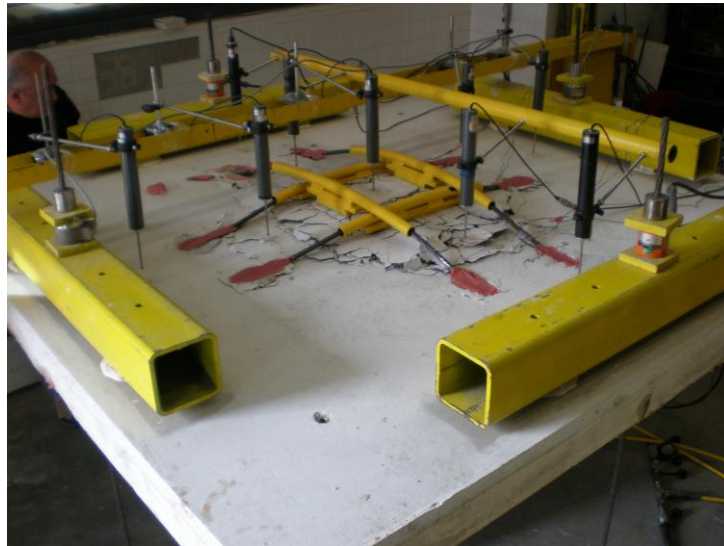


Figura 6.13 – Aspecto da face superior do modelo DF7 na fase pós-rotura.



Figura 6.14 – Aspecto da face inferior do modelo DF7 na fase pós-rotura.

6.3.2 Forças nas armaduras de pré-esforço

Relativamente à evolução das forças nos cordões de pré-esforço foi usada a mesma metodologia que no capítulo anterior. Por observação das Figuras 6.15 a 6.20, verifica-se que no momento da rotura por punçoamento houve na generalidade dos casos, uma perda brusca da força nos cordões, sendo que de seguida e com o decorrer dos ensaios, se registou um aumento dessa mesma força. Por observação das Figuras 6.15 a 6.20, verifica-se que o comportamento dos pares de cordões nos vários modelos apresentaram de uma forma geral, um comportamento semelhante tanto em termos de relação carga-força no cordão como ao nível da força máxima atingida. Verifica-se que em alguns casos, próximo da carga máxima de pós-rotura, um dos cordões começa a perder força ao mesmo tempo que o outro ganha com uma magnitude semelhante, facto que pode ficar a dever-se a desequilíbrios na aplicação de carga resultantes de rotações da laje e também ao facto de nesta fase existir uma grande deformação dos modelos, provocando assim uma rotação lateral das celas de desvio (Figuras 6.9 a 6.14). Estas, ao rodarem provocam uma diminuição da excentricidade dos cordões e, por conseguinte, uma redução de tensão nos mesmos. Os valores obtidos para os cordões 3 e 4 do modelo DF7 e devido aos problemas de injeção nos mesmos, apresentam valores incoerentes quando comparados com os restantes.

Acrescenta-se ainda que a força nos cordões excedeu na maior parte dos casos, os valores que tinham no momento da rotura por punçãoamento, evidenciando que nesta fase do comportamento, a contribuição dos cordões de pré-esforço para a resistência pós-rotura é significativa.

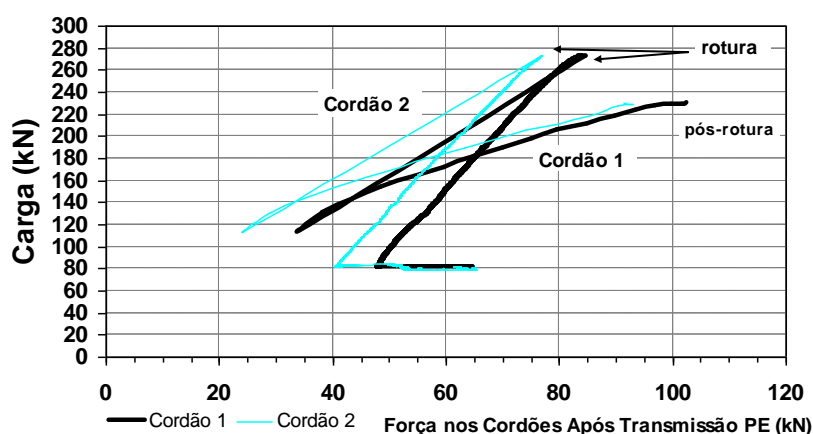


Figura 6.15 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 no modelo DF2: rotura e pós-rotura.

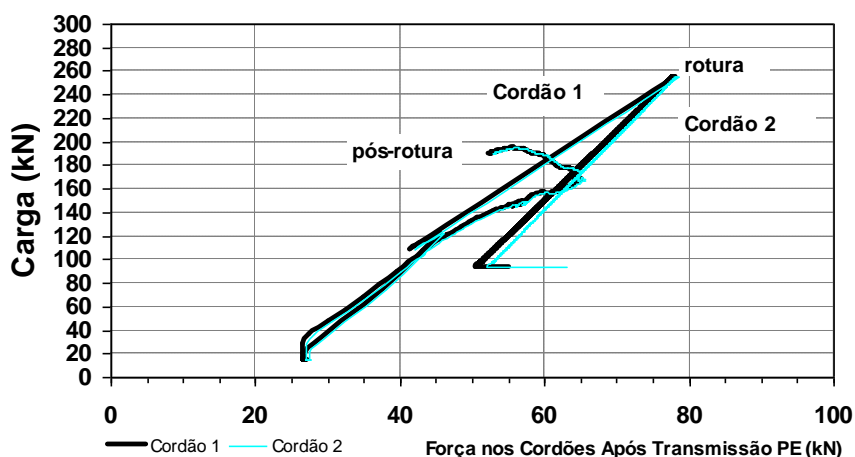


Figura 6.16 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 no modelo DF3: rotura e pós-rotura.

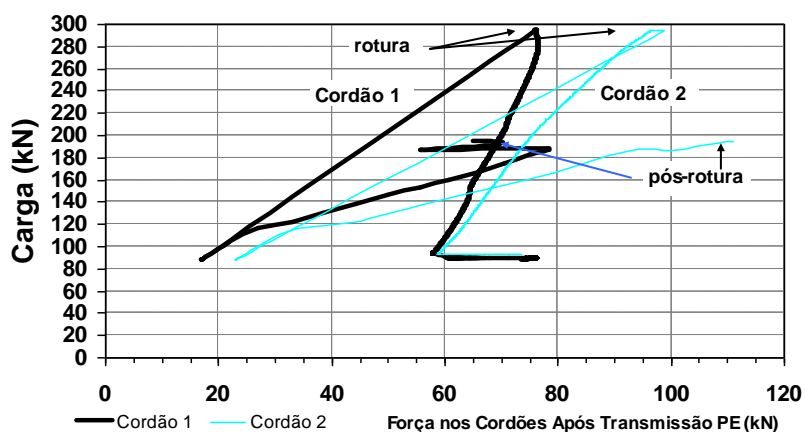


Figura 6.17 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 no modelo DF5: rotura e pós-rotura.

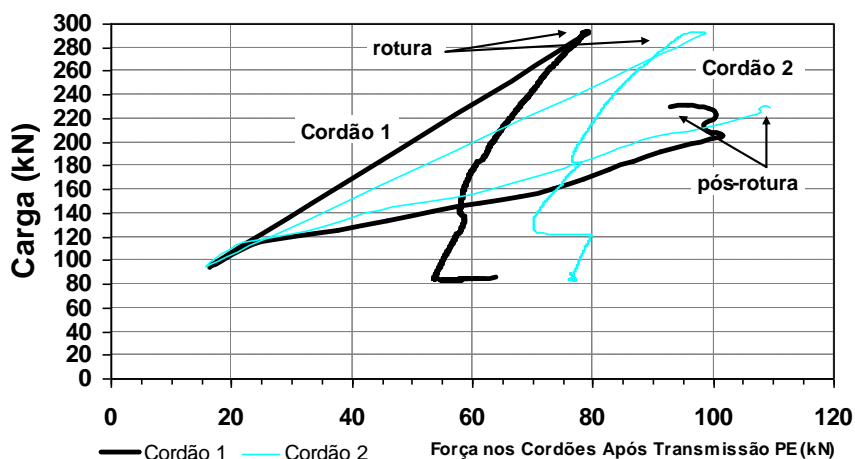


Figura 6.18 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 no modelo DF6: rotura e pós-rotura.

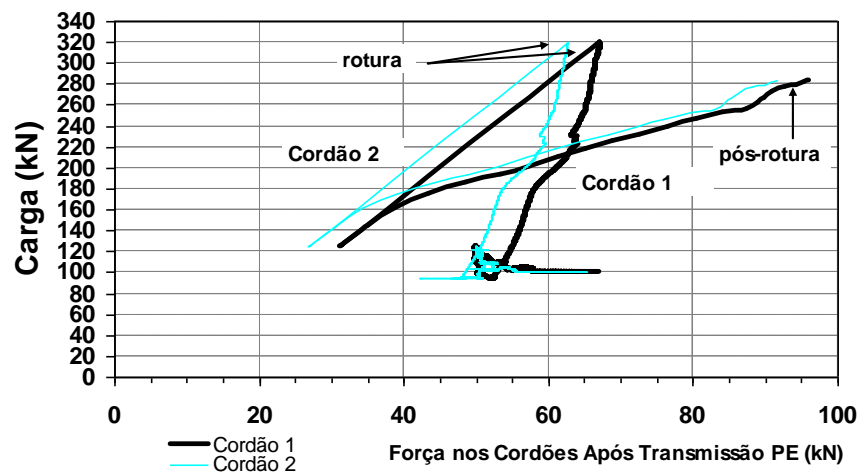


Figura 6.19 – Evolução das forças nos cordões 1 e 2 no modelo DF7: rotura e pós-rotura.

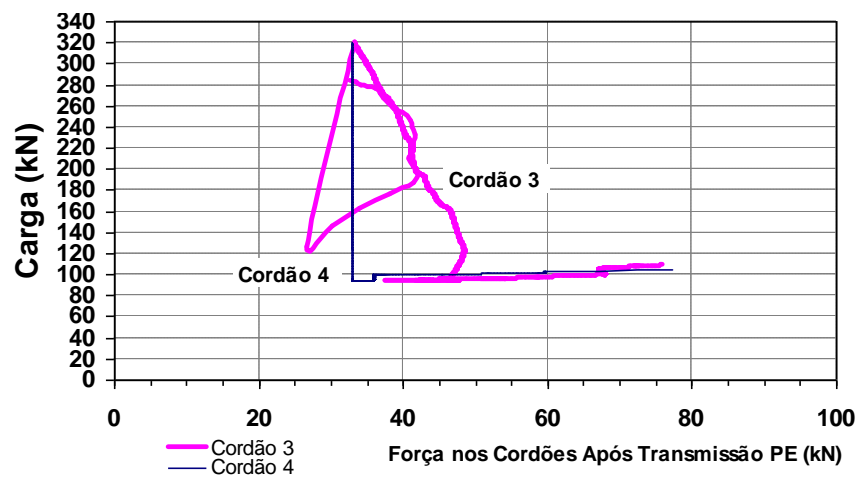


Figura 6.20 – Evolução das forças nos cordões 3 e 4 no modelo DF7: rotura e pós-rotura.

No Quadro 6.1, apresenta-se a evolução das forças instaladas nos cordões. Verifica-se também que o valor máximo de $\tau_{\text{pós-rot},i}$ está longe de atingir o valor médio de $\tau_{\text{max}}=12.0$ MPa obtido no Capítulo 4.

Quadro 6.1 – Evolução do valor da força instalada nos cordões de pré-esforço.

Modelo	Cordões	$P_{0,i}^{(1)}$ (kN)	$\tau_{\max 0,i}^{(2)}$ (MPa)	$P_{\text{final},i}^{(3)}$ (kN)	$\tau_{\text{final},i}^{(4)}$ (MPa)	$P_{\text{pós-rot},i}^{(5)}$ (kN)	$\tau_{\text{pós-rot},i}^{(6)}$ (MPa)
DF2	C1	48.0	3.6	84.3	6.3	102.5	7.7
	C2	40.5	2.9	76.7	5.5	92.8	6.7
DF3	C1	50.5	5.2	78.1	8.0	52.3	5.4
	C2	52.0	4.7	78.6	7.0	52.8	4.7
DF5	C1	58.3	4.6	76.1	6.0	64.9	5.1
	C2	59.4	4.1	97.6	6.7	110.9	7.6
DF6	C1	53.9	4.8	79.0	7.0	99.8	8.8
	C2	74.3	4.1	96.7	5.3	109.4	6.1
DF7	C1	55.3	4.5	67.2	5.7	96.0	8.2
	C2	51.5	4.3	62.7	5.5	91.6	8.0
	C3	46.4	3.7	33.3	2.4	32.7	2.4
	C4	33.0	2.5	33.0	2.3	33.0	2.3

⁽¹⁾ valor do pré-esforço transmitido após perdas instantâneas para cada cordão; ⁽²⁾ tensão de aderência correspondente a $P_{0,i}$; ⁽³⁾ valor de pré-esforço final em cada cordão na rotura; ⁽⁴⁾ tensão de aderência correspondente a $P_{\text{final},i}$; ⁽⁵⁾ valor de pré-esforço no momento da máxima carga de pós-rotura para cada cordão; ⁽⁶⁾ tensão de aderência correspondente a $P_{\text{pós-rot},i}$.

6.3.3 Cargas máximas de pós-rotura

No Quadro 6.2, resumem-se os valores da carga de rotura experimental nos ensaios ao punçãoamento (V_{exp}) e os da carga máxima atingida na fase de pós-rotura ($V_{\text{PR,exp}}$) e a relação entre estes. Em nenhum dos modelos existia armadura longitudinal inferiro a passar sobre o pilar.

Quadro 6.2 –Valores de carga de rotura experimental ao punçãoamento e na pós-rotura.

Modelo	DF2	DF3	DF5	DF6	DF7
$V_{\text{exp}}^{(1)}$ (kN)	272.9	254.6	295.0	292.7	319.5
$V_{\text{PR,exp}}^{(2)}$ (kN)	230.6	190.1	194.0	230.0	284.0
$V_{\text{PR,exp}}/V_{\text{exp}}$	0.84	0.75	0.66	0.79	0.89

⁽¹⁾ valor da carga de rotura experimental ao punçãoamento; ⁽²⁾ valor da carga experimental máxima na pós-rotura ao punçãoamento.

Em nenhum dos casos se verificou uma relação superior à unidade. O valor médio obtido para a relação $V_{\text{PR,exp}}/V_{\text{exp}}$ é de cerca de 0.78. Importa mencionar que as lajes DF1 e DF4 apresentaram uma relação $V_{\text{PR,exp}}/V_{\text{exp}}$ de 55% e 50%, respectivamente. De mencionar que Ramos [229] e Ramos e Lúcio [232] obtiveram um valor médio para a relação $V_{\text{PR,exp}}/V_{\text{exp}}$ de 1.25 nos modelos em que os cordões de pré-esforço se encontravam sobre o pilar, que consistiam em 4 cordões não aderentes de 12.7 mm de diâmetro em cada direcção.

6.4 MODELOS PARA O CÁLCULO DA CARGA DE PÓS-ROTURA

6.4.1 Comparação com modelos existentes

Para estimar o valor da carga de pós-rotura (V_{PR}), foi utilizada a expressão de Rasmussen [235], Exp. (6.1), preconizada por Regan [239],[240] e a Exp. (6.3) proposta pela NP EN 1992-1-1 [150]. Chama-se a atenção para o facto de que apesar da Exp. (6.3) não ser directamente aplicável aos modelos ensaiados, tenha-se optado por a usar, uma vez que os cordões de pré-esforço, que não estavam posicionados sobre o pilar, foram em parte, os responsáveis por transmitir a força na fase de pós-colapso, uma vez que estavam posicionados sobre as armaduras longitudinais superiores, que passavam sobre o pilar. No Quadro 6.3, apresentam-se os resultados obtidos, comparando-os com os experimentais. Nos cálculos efectuados com a expressão de Rasmussen foi utilizado um diâmetro equivalente correspondente a um cordão com igual valor para a área da secção transversal do cordão (cerca de 140 mm^2 - ver Quadro 4.3) dos cordões: $140 \text{ mm}^2 = \frac{\pi \cdot d_{eq}^2}{4} \Leftrightarrow d_{eq} \approx 13.4 \text{ mm}$. A tensão de cedência considerada para o aço dos cordões de pré-esforço foi de 1764 MPa a usar na Exp. (6.1) e a tensão de rotura à tracção dos mesmos considerada foi de 1955 MPa a aplicar na Exp. (6.3) (Quadro 4.3). Quanto ao valor da resistência à compressão do betão foram usados os valores que constam do Quadro 5.5. De referir que neste último caso foi desprezado o coeficiente de segurança e também a contribuição das armaduras longitudinais inferiores das lajes.

Quadro 6.3 – Comparação entre os valores de carga de pós-rotura experimental e prevista.

Modelo	$V_{PR,exp}^{(1)}$ (kN)	Expressão de Rasmussen		NP EN 1992-1-1 [150]	
		$V_{PR}^{(2)}$ (kN)	$V_{PR,exp}/V_{PR}$	$V_{PR}^{(2)}$ (kN)	$V_{PR,exp}/V_{PR}$
DF2	230.6	201.5	1.14	1094.8	0.21
DF3	190.1	196.9	0.97	1094.8	0.17
DF5	194.0	178.9	1.08	1094.8	0.18
DF6	230.0	179.9	1.28	1094.8	0.21
DF7	284.0	364.5	0.78	2189.6	0.13

⁽¹⁾ valor experimental da carga de pós-rotura ao punçãoamento; ⁽²⁾ valor estimado para a carga de pós-rotura.

Com excepção dos modelos DF3 e DF7, a aplicação da Exp. (6.1) [235] conduziu a valores conservadores. A média da razão $V_{PR,exp}/V_{PR}$ foi de 1.05. A aplicação da expressão preconizada pela NP EN 1992-1-1 [150] conduziu a valores claramente contra a segurança obtendo-se uma média para a razão $V_{PR,exp}/V_{PR}$ de 0.18. A expressão referida parte do pressuposto que na fase de pós-rotura se forma um mecanismo de membrana, em que a laje fica suspensa pela armadura de pós-rotura. Esta armadura é constituída pela armadura de pré-esforço e pela armadura ordinária colocada junto a face inferior da laje e bem amarrada nesta, colocadas a passar no interior da armadura longitudinal do pilar. Embora as armaduras de pré-esforço nos modelos ensaiados não ativessem o pilar, estas foram consideradas na aplicação da Exp. (6.1). Nos ensaios realizados nunca foi visualizado um mecanismo deste tipo, sendo improvável a sua formação na generalidade dos casos. Nos modelos analisados os cordões de pré-esforço apenas estavam solicitados por uma força de cerca de metade da força de cedência dos mesmos e não na sua totalidade como considerado na NP EN 1992-1-1 [150].

Relativamente à Exp. (6.2), obteve-se uma relação $V_{PR,exp}/V_{PR}$ média de 1.5, pelo que pode-se afirmar que aquela promove resultados conservativos, podendo ser justificado pelo facto de o ângulo de desvio dos cordões usados nas lajes ensaiadas neste trabalho serem superiores aos adoptados por Ramos e Lúcio [232].

6.4.2 Proposta para estimar a resistência promovida pelas armaduras superiores

Como se verifica nas figuras do Anexo II as armaduras longitudinais flectiram consideravelmente entre o ponto de apoio dos desviadores e o bordo do bloco de betão formado sobre o “pilar” (Figura 6.9), significando que as armaduras longitudinais superiores foram responsáveis por transmitir as cargas na fase de pós-rotura. Este facto só é possível devido à existência das celas de desvio que impediram o destacamento daquelas armaduras longitudinais. Como os desviadores estavam posicionados perpendicularmente às armaduras longitudinais de maior altura útil, foi possível também mobilizar as armaduras superiores de menor altura útil, que ficaram “presas” pelas armaduras de altura útil superior. Na fase final dos ensaios de pós-rotura foi registado o ângulo de desvio das armaduras longitudinais superiores, permitindo calcular a componente vertical da força nas mesmas, cuja soma deverá corresponder à carga de pós-rotura, considerando que atingiram ou estavam próximas de atingir a cedência, tendo-se adoptado os valores obtidos nos ensaios de tracção dos varões, apresentados no Quadro 4.2 para a tensão de cedência. No Quadro 6.4 são apresentados os ângulos registados e os valores de V_{PR} calculados desta forma (Exp. (6.4)). De um modo geral o número de varões que atravessa o topo do “pilar” é de 3

em cada direcção. No entanto, na laje DF6 este número pode ser considerado de 4, uma vez que o bloco de betão que se formou no topo do “pilar” tinha dimensões superiores àquele e era atravessado por 4 varões em cada direcção.

$$V_{PR} = \sum (2 \cdot \sin(\alpha) \cdot A_s \cdot f_y) \quad (6.4)$$

em que α corresponde ao ângulo de desvio dos varões (com a horizontal), A_s à área da secção transversal do varão e f_y é a tensão de cedência à tracção do aço dos varões registada nos ensaios de tracção dos mesmos. O valor 2 provém do facto de cada varão atravessar o pilar e estar ancorado em ambas as extremidades.

Quadro 6.4 – Comparação entre os valores de carga de pós-rotura experimental e prevista.

Modelo	Ângulo dos varões (°)		$V_{PR}^{(1)}$ (kN)	$V_{PR,exp}^{(2)}$ (kN)	$V_{PR,exp} / V_{PR}$
	Varões com maior altura útil	Varões com menor altura útil			
DF2	35	15	213.5	230.6	1.08
DF3	37	20	242.0	190.1	0.79
DF5	30	13	184.5	194.0	1.05
DF6	14	16	175.6	230.0	1.31
DF7	25	23	207.0	284.0	1.37

⁽¹⁾ valor estimado a carga de pós-rotura ; ⁽²⁾ valor experimental da carga de pós-rotura ao punçãoamento.

Com excepção do modelo DF3, a aplicação da Exp. (6.4) conduziu a valores conservadores. A média da razão $V_{PR,exp}/V_{PR}$ foi de 1.12.

6.5 RECOMENDAÇÕES PARA CÁLCULO

Na secção 6.4 verificou-se que tanto a expressão de Rasmussen como o modelo proposto permitem estimar correctamente a carga máxima de pós-rotura ao punçãoamento. De facto, a carga máxima de pós-rotura, no caso dos cordões passarem junto ao pilar, é limitada pela capacidade promovida pelo efeito ferrolho dos cordões (Exp. (6.1)) e pela componente vertical da força correspondente à força de cedência das armaduras superiores que atravessam o pilar (Exp. (6.4)). Além disso, a carga máxima de pós-rotura é também limitada pela força de desvio máxima que é possível desenvolver a partir dos cordões de

pré-esforço, que está limitada pela capacidade aderente e pela capacidade resistente dos cordões. Assim, neste caso, a carga máxima de pós-rotura ao punçoamento pode ser dada pelo seguinte (Exp. (6.5)):

$$V_{Ed,PR} \leq V_{PR,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \sum \phi_s^2 \sqrt{f_{pd} \cdot f_{cd}} \\ \sum (\sin(\alpha) \cdot A_s \cdot f_{yd}) \\ \sum \tau_{\max,d} \cdot \pi \cdot d_c \cdot l_a \cdot \tan \alpha_c \\ \sum A_p \cdot f_{pd} \cdot \tan \alpha_c \end{array} \right. \quad (6.5)$$

em que $V_{Ed,PR}$ é o valor de cálculo da força transmitida ao pilar, $V_{PR,d}$ é o valor de cálculo previsto para a carga de pós-rotura por punçoamento, ϕ_s é o diâmetro equivalente correspondente a igual valor para a área da secção transversal do cordão de pré-esforço, f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço dos varões da armadura longitudinal, f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos (150x300 mm²), α_c corresponde ao ângulo de desvio dos varões (com a horizontal), A_s a área da secção transversal do varão, $\tau_{\max,d}$ a tensão de aderência máxima de cálculo em arrancamento, d_c o diâmetro do cordão, l_a o comprimento de ancoragem, A_p a área da secção transversal do cordão, f_{pd} o valor de cálculo da tensão do aço de pré-esforço e α_c o ângulo da inclinação do cordão (tomado simplifadamente como o ângulo da inclinação do furo).

Para aplicação da segunda parcela da Exp. (6.5), o somatório é estendido a todos os varões ancorados para ambos os lados do pilar e que atravessem a armadura longitudinal do pilar, sendo que um varão que atravesse o pilar e se encontre amarrado na laje nas suas duas extremidades conta duas vezes. Para as restantes parcelas, que dizem respeito unicamente aos cordões de pré-esforço, cada um dos somatórios é estendido a todos os cordões que estejam ancorados em ambos os lados do pilar, sendo que um cordão que esteja ancorado nas suas duas extremidades é contabilizado duas vezes.

Ainda em relação à segunda parcela da Exp. (6.5), importa referir que se deve adoptar um valor médio do ângulo de desvio das armaduras longitudinais superiores posicionados perpendicularmente aos cordões de reforço de 29° no caso de lajes reforçadas unidireccionalmente e de 24° no caso de lajes reforçadas bidireccionalmente. Estes valores foram obtidos fazendo a média dos valores registados no Quadro 6.4. No cálculo da resistência pós-colapso dada por esta parcela apenas devem ser consideradas as armaduras longitudinais superiores que sejam perpendiculares aos cordões de reforço, uma

vez que poderá ser difícil determinar em obra se as restantes armaduras longitudinais são as de menor ou maior altura útil, podendo portanto, não contribuir para efeitos de pós-rotura.

No caso dos cordões passarem sobre o pilar, a resistência pós-colapso é limitada pela capacidade promovida pelo efeito ferrolho dos cordões e pela força de desvio máxima que é possível desenvolver a partir dos cordões de pré-esforço, que está limitada pela capacidade aderente e pela capacidade resistente dos cordões, excluindo-se assim, a segunda parcela da Exp. (6.5).

Propõe-se que se use a combinação de acções correspondente a situações de projecto acidentais e os correspondentes coeficientes parciais respectivos indicados no Quadro 6.5.

Quadro 6.5 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos.

Situação de projecto	$\gamma_c^{(1)}$ para betão	$\gamma_s^{(2)}$ para aço de armaduras para betão armado	$\gamma_s^{(2)}$ para aço de armaduras de pré-esforço
Persistentes	1.5	1.15	1.15
Transitórias			
Acidentais	1.2	1.0	1.0

⁽¹⁾ coeficiente parcial de segurança relativo ao betão; ⁽²⁾ coeficiente parcial de segurança relativo às armaduras.

6.6 COMENTÁRIOS FINAIS

A técnica de reforço aqui apresentada e analisada, é eficaz no que diz respeito ao comportamento pós-rotura, uma vez que o valor médio da relação $V_{PR,exp}/V_{exp}$ é de cerca de 78%. Associado a este facto, também a pós-rotura veio acompanhada por elevadas deformações sem se atingir o colapso total da laje. Este comportamento é relevante, uma vez que caso ocorra uma rotura local por punçoamento, esta será do tipo frágil e sem aviso prévio visível, dando lugar a uma perda de sustentação da laje junto ao pilar em questão, podendo levar a um colapso progressivo. Com este tipo de reforço este fenómeno poderá ser mitigado, tornando este método vantajoso em relação a outros.

Verificou-se que as armaduras longitudinais flectiram consideravelmente entre o ponto de apoio dos desviadores e o bordo do bloco de betão formado sobre o “pilar”, significando que as armaduras longitudinais superiores foram responsáveis por transmitir as cargas de pós-rotura. Este facto só é possível devido à existência das celas de desvio que impediram o levantamento daquelas armaduras longitudinais. Como os desviadores estavam posicionados perpendicularmente às armaduras longitudinais de maior altura útil foi possível

também mobilizar as armaduras superiores de menor altura útil, que ficaram “presas” pelas armaduras de altura útil superior. Com base nos ângulos de desvio das armaduras longitudinais superiores foi possível determinar a carga de pós-rotura, tendo-se proposto uma expressão para o efeito. Com base nesta expressão obteve-se um valor médio para a relação $V_{PR,exp}/V_{PR}$ de 1.12, enquanto pela expressão de Rasmussen [235], considerando os cordões de pré-esforço, aquela relação foi de 1.05. Já a aplicação da expressão preconizada pela NP EN 1992-1-1 [150] conduziu a valores claramente contra a segurança. Foi proposta uma expressão que permite o cálculo da carga máxima de pós-rotura, a qual permite obter valores conservativos.

CAPÍTULO 7

ANÁLISE NUMÉRICA DOS MODELOS DE LAJES

7.1 INTRODUÇÃO

Os ensaios experimentais são caros e morosos, obtêm-se apenas resultados nos pontos monitorizados e não permitem perceber qual o efeito de vários parâmetros nos resultados obtidos, a não ser que sejam efectuados grandes campanhas experimentais. Além disso, apesar dos ensaios laboratoriais darem resultados reais, estão limitados a casos particulares, com determinadas dimensões, formas e condições de fronteira, ao contrário da simulação computacional, onde é fácil variar estes parâmetros. No entanto, a fiabilidade dos resultados computacionais, depende da modelação correcta das leis constitutivas dos materiais, neste caso, não lineares. Os modelos constitutivos para os materiais foram desenvolvidos com base em ensaios experimentais que podem não ser capazes de simular o verdadeiro comportamento dos elementos estruturais, visto muitas vezes serem executados em número limitado e em elementos que não reproduzem a verdadeira volumetria de um elemento real, não cobrindo os campos de tensões e extensões que surgem em estruturas reais. Assim, os resultados das análises computacionais devem ser verificados em elementos de tamanho comparável ao dos elementos reais. Na sequência dos desenvolvimentos nesta área, surgiram, recentemente os trabalhos de Maekawa *et al.* [186] e o documento *fib* Bulletin 45 [109] onde se expõem e fazem referência aos principais conceitos aplicados nesta área.

Este capítulo pretende contribuir para esta análise na medida em que compara os resultados obtidos nos ensaios experimentais com os resultados de uma análise não linear usando o programa ATENA (**A**dvanced **T**ool for **E**ngineering **N**onlinear **A**alysis) [21] capaz de realizar análises a 3 dimensões. Antes da apresentação da comparação dos resultados experimentais com os resultados da análise numérica, faz-se uma síntese dos trabalhos de investigação mais importantes que visam a análise numérica do fenómeno do punçoamento e uma breve descrição do programa ATENA [21]. O modelo usado permite uma correcta simulação do comportamento ao punçoamento, através da comparação dos seus resultados

com os experimentais. Assim, é possível o estudo de outros parâmetros que não foram variados nos ensaios.

7.2 SIMULAÇÃO DO PUNÇOAMENTO PELO MEF

Tem havido uma tendência crescente para a aplicação do método dos elementos finitos (MEF) na simulação do fenómeno do punçoamento, nomeadamente recorrendo a métodos de análise não linear, por parte de alguns investigadores, usando elementos 2D axi-simétricos e usando elementos 3D.

Usando elementos 2D axi-simétricos destacam-se os trabalhos de Andrä [18], González-Vidoso *et al.* [116], Menétrey [196], Hallgren [121],[122] e [123].

Usando elementos 3D destacam-se os trabalhos de Marzouk e Jiang [187], Ozbolt *et al.* [222], Staller [258], Dyngeland *et al.* [93], Bhatt e Lim [31], Beutell *et al.* [30] e Xiao e O'Flaherty [281]. Marzouk e Chen [189] e Polak [223],[224] usaram modelos simulados usando elementos finitos do tipo shell. O uso de elementos tipo "shell" é mais indicado quando se pretende estudar grandes estruturas, e onde não se pretende uma grande precisão nos resultados.

O documento da *fib*, "Punching of Structural Concrete Slabs-Technical Report", Bulletin nº 12 [110] afirma que a modelação 2D axi-simétrica não é indicada para a simulação onde existam armaduras dispostas ortogonalmente ou punçoamento não simétrico. Desta forma, os elementos 3D demonstram um grande potencial, principalmente no que se refere à análise de lajes com armaduras ortogonais e continuam a ser desenvolvidos, suportados pelo aumento exponencial da capacidade computacional.

Uma vez que este trabalho se cinge ao estudo de lajes de betão normal com armadura ortogonal, descrevem-se sucintamente os trabalhos já realizados neste âmbito, com excepção daqueles em que se usaram elementos tipo "shell", uma vez que os resultados obtidos não foram os melhores. De referir que nenhum dos trabalhos atrás mencionados simula o problema do punçoamento em lajes fungiformes com pré-esforço, limitando-se ao estudo de lajes apenas com armadura ordinária.

7.2.1 Análises 2D axi-simétricas

7.2.1.1 Menétrey

Menétrey [196] simulou uma laje circular com armadura ortogonal com uma análise axi-simétrica embora a hipótese de axi-simetria não se verificasse devido à presença de armaduras ortogonais. Em relação à carga de rotura, constatou que a carga obtida experimentalmente foi superior à obtida numericamente e ainda que da simulação numérica resultou uma resposta mais rígida do que a registada experimentalmente, tal como se pode observar na Figura 7.1.

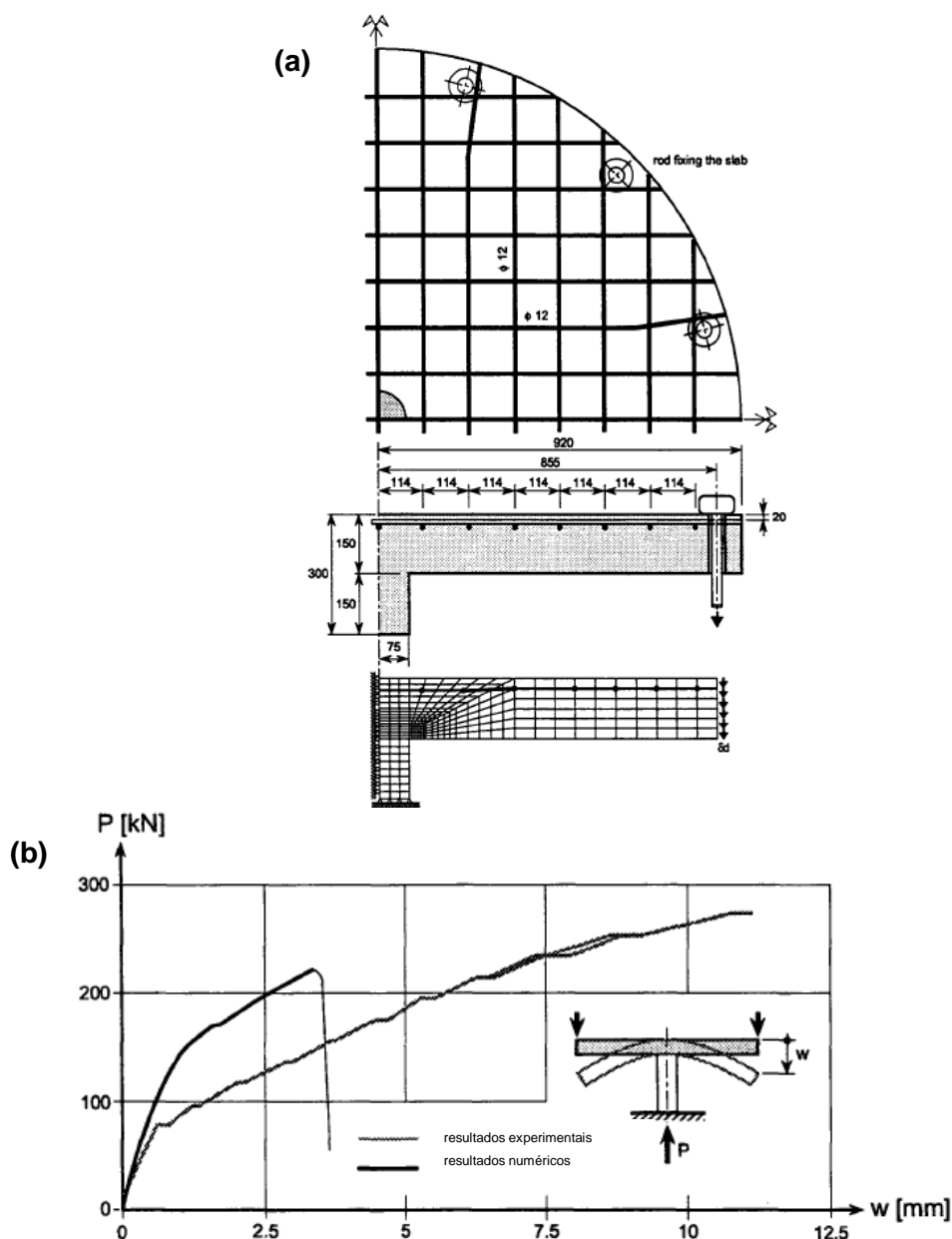


Figura 7.1 – Visualização (a) de ¼ do modelo ensaiado e da respectiva malha de elementos finitos e (b) comparação entre o comportamento experimental e o numérico [196].

Verificou que ao assumir uma ligação perfeita entre as armaduras e o betão não foi possível simular a rotura por punçoamento. Assim, optou por realizar, o que chamou de relaxamento daquela ligação, permitindo a formação do mecanismo de rotura por punçoamento. Esta relaxação da aderência das armaduras longitudinais envolve a ligação das armaduras ao betão apenas num determinado comprimento.

Em relação a este modelo, foi também feita uma análise paramétrica em que o autor alterou alguns parâmetros mantendo todos os outros constantes, por forma a determinar o seu efeito no processo de rotura por punçoamento. As variantes estudadas foram o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do betão, a resistência à tracção do betão, a resistência à compressão do betão, a energia de fractura, e a percentagem de armadura.

A variação do módulo de elasticidade do betão praticamente não influenciou a carga de rotura. Como seria de esperar, apenas surgiram reduções nos deslocamentos à medida que o módulo de elasticidade aumenta. A variação de coeficiente de Poisson pouco altera o comportamento, registando-se ligeiras variações nas cargas máximas. Os deslocamentos máximos diminuíram com o aumento daquele coeficiente.

Já a variação da resistência à tracção do betão, provocou alterações significativas. Quanto maior era aquela resistência, maior era a carga de rotura ao punçoamento, assim como o deslocamento correspondente à carga máxima (Figura 7.2 (a)). O autor constatou que a resistência ao punçoamento é proporcional à raiz cúbica do quadrado da resistência à tracção do betão.

Em relação à variação da energia de fractura, o autor verificou que esta variação não influencia a rigidez da resposta mas influencia a ductilidade, uma vez que o deslocamento máximo é maior com uma maior energia de fractura (Figura 7.2 (b)). Além disso, o aumento da energia de fractura provoca um aumento da carga de rotura.

Em relação à percentagem de armadura longitudinal, o comportamento varia significativamente com a sua variação (Figura 7.3). A carga de rotura aumenta com o aumento da percentagem de armadura e a ductilidade também é influenciada, uma vez que esta diminui com o aumento da percentagem de armadura.

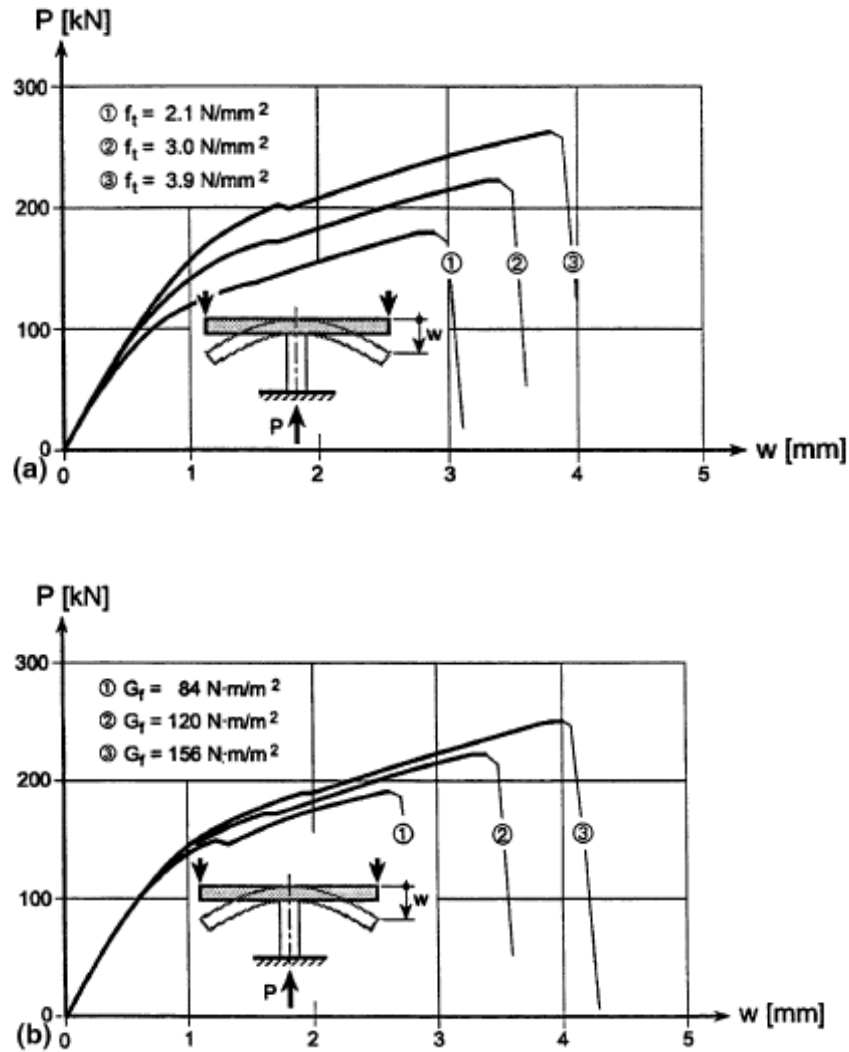


Figura 7.2 – Influência (a) da resistência uniaxial à tracção do betão e (b) da energia de fractura [196].

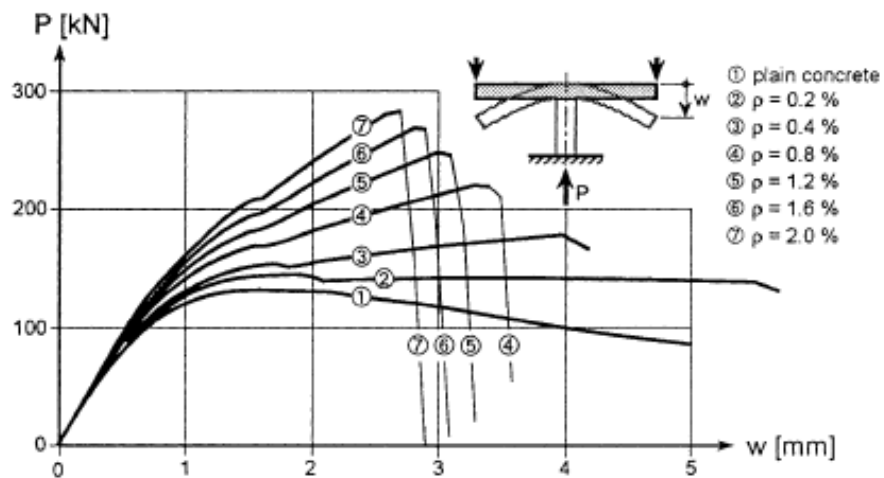


Figura 7.3 – Influência da percentagem de armadura longitudinal [196].

No entanto, de acordo com o autor, esta investigação não é rigorosa, uma vez que teve que assumir determinados pressupostos, nomeadamente na simulação das armaduras e da sua aderência, que influenciaram o mecanismo de rotura por punçoamento.

7.2.1.2 *Hallgren*

O trabalho de Hallgren [122], relativo à análise do comportamento ao punçoamento em lajes, concentrou-se no estudo da utilização de betão de alta resistência. No entanto, o autor simulou também uma laje de betão normal com armaduras ortogonais, usando uma análise 2D axi-simétrica, onde obteve resultados em termos de deformações e carga última bastante próximos dos registados experimentalmente. Uma vez que apenas foi simulada uma laje, não é possível tirar ilações definitivas no que diz respeito à validação do modelo numérico usado. De qualquer forma, importa referir que o autor fez uma análise paramétrica de uma laje com betão de alta resistência, onde variou um dos parâmetros, mantendo todos os outros constantes. Esta análise revelou que ao contrário da resistência à compressão do betão, a resistência à tracção tem grande influência na resistência ao punçoamento. Também a energia de fractura tem influência, uma vez que à medida que esta aumenta, também aumenta a carga de rotura por punçoamento.

Posteriormente, Hallgren e Bjerke [123] simularam numericamente duas lajes com esbeltezas típicas de lajes de fundação, sujeitas a uma carga concentrada e rotura por punçoamento. Foi feita uma análise paramétrica onde se concluiu que a resistência à compressão neste tipo de elementos tem maior influência do que em lajes de piso, cuja principal diferença se encontra na esbelteza. Além disso verificaram que a energia de fractura e a resistência à tracção têm influência reduzida no valor da carga de rotura por punçoamento neste tipo de elementos.

7.2.2 Análises 3D

7.2.2.1 *Ozbolt et al.*

Ozbolt *et al.* [220] fizeram uma análise tridimensional com elementos finitos usando o programa MASA desenvolvido na Universidade de Estugarda [110]. Simularam uma laje e compararam os resultados com os obtidos experimentalmente. Complementarmente fizeram uma análise paramétrica onde alteraram algumas propriedades do betão, nomeadamente resistência à compressão e à tracção do betão, a energia de fractura e a percentagem de armadura longitudinal. Em relação à simulação base concluíram que com o modelo

adoptado é possível prever o comportamento em termos de carga e de deslocamentos na fase de rotura, assim como o modo de rotura (Figura 7.4).

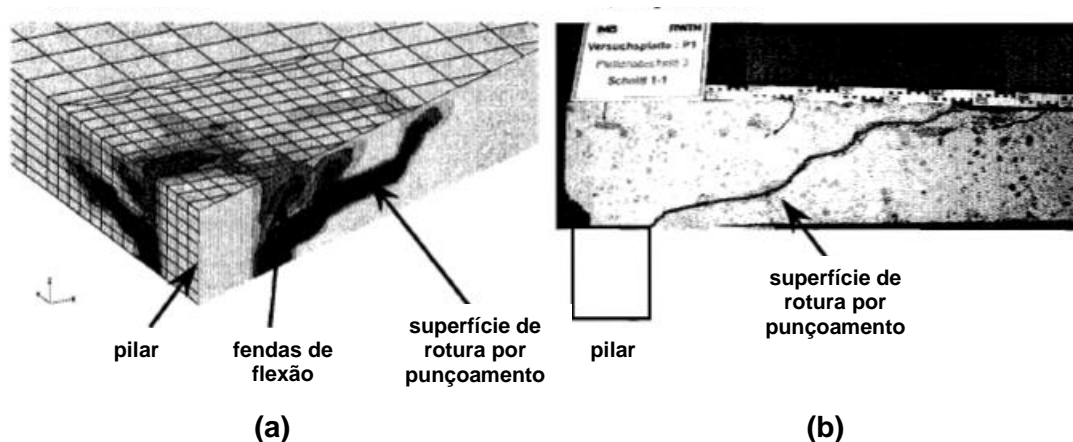


Figura 7.4 – Padrão de fendilhação (a) resultados da simulação e (b) resultado experimental [220].

Na Figura 7.5 apresentam-se os resultados em termos de gráfico carga-deslocamentos na zona central da laje e na Figura 7.6 apresenta-se a distribuição transversal de deslocamentos e as extensões registadas com a simulação numérica e experimentalmente.

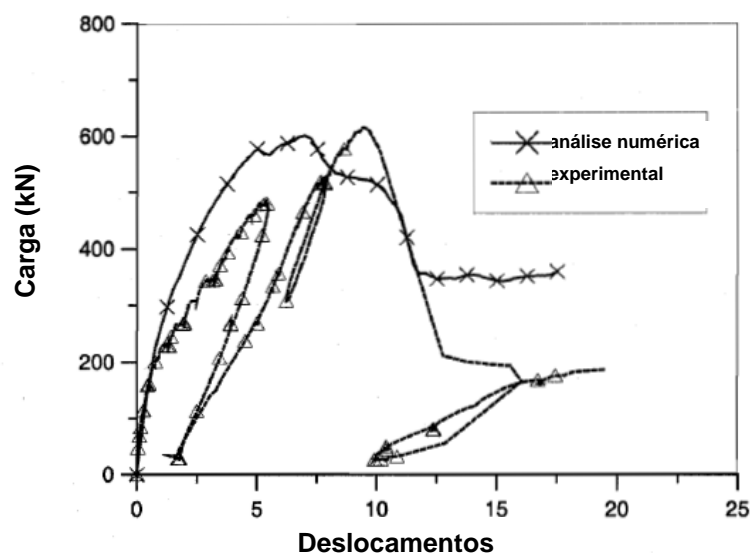


Figura 7.5 – Comparação da relação carga-deslocamento obtida na simulação e experimentalmente [220].

De acordo com o autores, houve uma boa aproximação relativamente às extensões das armaduras na fase de rotura. No entanto, na fase de serviço, os resultados não são os melhores quando comparados com os obtidos experimentalmente.

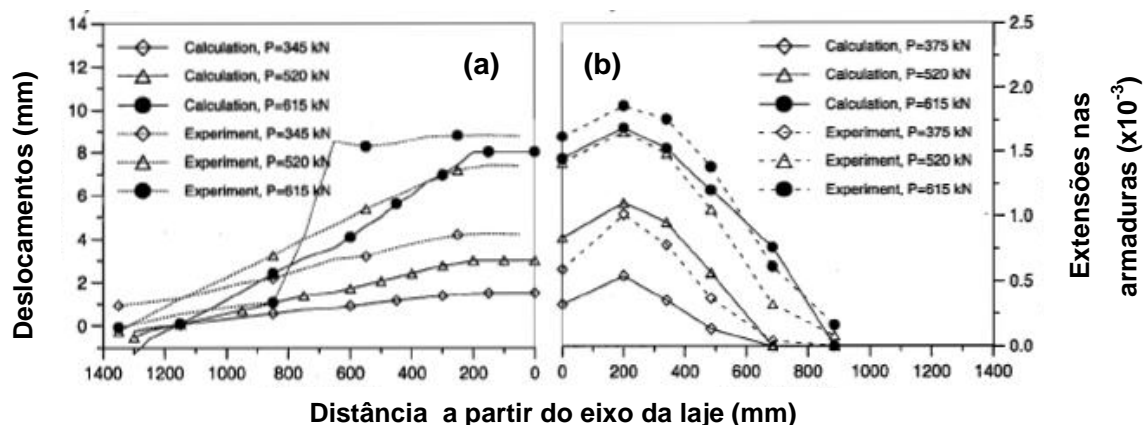


Figura 7.6 – Comparação de (a) deslocamentos e (b) extensões das armaduras [220].

A análise paramétrica foi feita através da alteração de um dos parâmetros, mantendo todos os outros constantes, tendo os autores concluído que a carga máxima e o mecanismo de rotura não dependem somente da resistência à tracção do betão, mas sim do conjunto do comportamento à tracção do betão, caracterizado pela interacção entre a resistência à tracção e a energia de fractura.

Em jeito de conclusão, a análise mostrou que a energia de fractura e a percentagem de armadura são os efeitos dominantes na resistência ao punçoamento, que aumenta proporcionalmente à raiz cúbica destes parâmetros. Os autores também concluíram que a resistência à compressão do betão, tal como a resistência à tracção por si só, tem uma influência relativamente pequena na resistência ao punçoamento.

Menétrey [199], afirma que Ozbolt *et al.* [220] chegaram a estas conclusões, que segundo ele não estão comprovadas experimentalmente, devido ao modelo microplano que usaram, uma vez que este modelo não tem em conta o efeito biaxial e triaxial do betão.

7.2.2.2 Bhatt e Lim

Bhatt e Lim [31] realizaram uma análise não linear de elementos finitos 3D para estudar o comportamento da ligação laje-pilar de 84 lajes ensaiadas por vários investigadores, cobrindo uma grande variedade de parâmetros, incluindo lajes com e sem armadura

específica de punçoamento. Verificaram boas relações entre as cargas de rotura obtidas pela simulação numérica e experimentalmente. Fizeram uma análise paramétrica onde concluíram que a influência da resistência à tracção do betão na carga de rotura por punçoamento é insignificante. De entre os vários conjuntos de lajes ensaiadas, obteve-se uma relação média entre a carga de rotura da simulação e experimental mínima de 0.81 e máxima de 0.99, pelo que concluíram que o programa desenvolvido pode reproduzir com confiança todos os parâmetros que afectam a resistência ao punçoamento.

7.2.3 Considerações finais

Com base no exposto anteriormente, verifica-se que neste momento existe ainda pouca investigação relacionada com a análise numérica do comportamento ao punçoamento. De entre a investigação realizada pode-se afirmar que a análise 3D é a que promete melhores resultados, nomeadamente no que se refere a lajes com armaduras ortogonais, uma vez que as análises 2D realizadas assentam em simplificações que podem influenciar os resultados. Tendo em conta as evoluções em termos de capacidade computacional, é hoje possível a utilização de programas de elementos finitos cada vez mais evoluídos que usando a análise não linear do betão armado permitem a obtenção de resultados aceitáveis a bons. Estes programas permitem também estudar a evolução de tensões e da fendilhação em toda a laje. O trabalho que se apresenta neste capítulo pretende ser um contributo para a concretização do aqui referido.

7.3 O PROGRAMA DE CÁLCULO ATENA

O programa ATENA [21] na sua versão 4.1.4 foi desenvolvido para a análise tridimensional não linear de estruturas de betão armado. É capaz de simular o comportamento de estruturas ou elementos de betão com e sem armaduras, em todas as fases de carregamento. É usado principalmente como uma ferramenta de investigação na análise de resultados obtidos experimentalmente. No entanto, pode também ser usado no cálculo de estruturas e no diagnóstico de patologias estruturais. Nesta secção são apresentadas apenas as características mais importantes, sendo que os detalhes podem ser consultados na documentação do programa [21], uma vez que não faz parte do âmbito deste trabalho a descrição detalhada das mesmas. Os autores do programa, Vladimir Cervenka e Jan Cervenka, apresentam diversos trabalhos [50], [51], [52], [53], [54], [55], [56], [57], [58], [59], [60], em que demonstram a utilização prática do programa obtendo resultados fiáveis, por comparação com resultados experimentais.

Uma vez que neste capítulo é feita uma análise a três dimensões dos modelos de laje ensaiados, será feita uma exposição das características e pressupostos em que se baseia a análise não linear, nomeadamente os modelos de comportamento dos materiais usados. O material adoptado para simulação do comportamento do betão foi o *CC3DNonLinCementitious2*, que combina um modelo de plasticidade para o comportamento à compressão do betão e um modelo de fractura para o comportamento à tracção.

O modelo de fractura (tracção) é baseado na formulação clássica de distribuição de fissuras ortotrópicas (“smeared crack model”), combinada com o método da banda fendilhada (“crack band method”). Emprega o critério de rotura de Rankine, com efeito de suavização em tracção (“tension softening”) exponencial, e pode ser usado o modelo de fissura fixa ou rotativa. O modelo de plasticidade tem em conta o endurecimento e suavização para o betão sujeito a compressão e é baseado na superfície de rotura proposta por Menétrey-William [198].

Estes dois critérios são combinados num só de forma a que o modelo de plasticidade é usado para a compressão e o modelo de fractura é usado para a tracção. Como resultado, é possível simular todos os tipos de desenvolvimento de carregamento e descarregamento (compressão, tracção ou combinação dos dois), betão fendilhado, betão confinado e fecho de fissuras. É considerado o comportamento ao corte de betão fendilhado tanto na formulação de fissura fixa como rotativa [50]. A formulação do modelo do material assume pequenas extensões e é baseada na decomposição das extensões em elásticas, plásticas e fractura de acordo com de Borst [84], sendo que as extensões plásticas e de fractura são calculadas de acordo com os respectivos modelos, mencionados anteriormente.

7.3.1 Betão

7.3.1.1 *Modelo de fractura (tracção)*

O modelo adopta a formulação clássica de distribuição de fissuras ortotrópicas. Esta formulação admite que as fendas são distribuídas por uma determinada área, normalmente um elemento finito ou uma área correspondente a um ponto de integração do elemento finito. Esta formulação permite obter resultados precisos com um menor custo computacional do que os modelos que adoptam um modelo de fissura discreta, uma vez que apresenta a vantagem de não ser necessário gerar uma nova malha de elementos finitos cada vez que se gera uma fissura. Neste modelo a descontinuidade real da malha não é considerada, apenas o dano no material, permitindo que as relações de tensão e

deformação possam ser aplicadas sem a exigência de uma nova malha. O comportamento de uma fissura foi idealizado por Hillerborg [142] e a abertura da fissura é calculada com base no valor da “extensão” da fissura (ϵ^f) que posteriormente é multiplicado por um comprimento característico L_t . Este conceito de comprimento como tamanho de uma banda fendilhada foi introduzido por Bazant e Oh [29] e é utilizado de forma a evitar uma maior dependência dos resultados mediante a escolha da malha de elementos finitos. Neste programa o comprimento adoptado é o do comprimento ou tamanho do elemento projectado na direcção perpendicular à da fissura, modificado para ter em conta quando estas não são alinhadas com as faces dos elementos [60]. Este conceito é também aplicado no comportamento à compressão. No entanto, é importante referir que o tamanho dos elementos finitos não podem ser arbitrariamente grandes, uma vez que é imposto um limite por razões energéticas [54]. Foi adoptada a forma proposta por Hordijk [144], para ter em conta o efeito de suavização, que está representada na Figura 7.7.

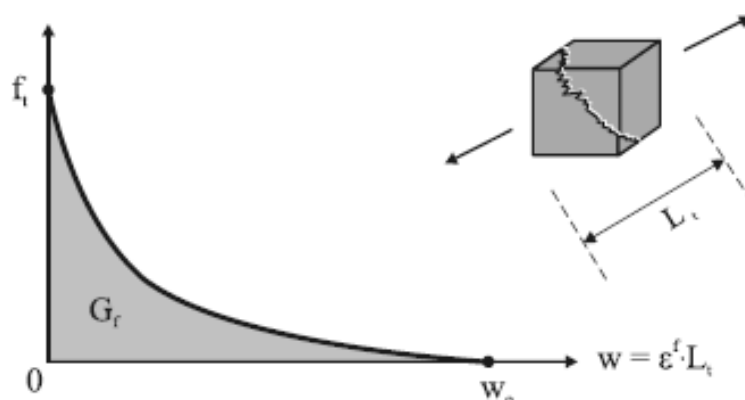


Figura 7.7 – Resistência à tracção (f_t) em função da abertura de fenda (w) [50], [144].

A energia de fractura do betão (G_f) é a quantidade de energia necessária para formar uma fissura com área unitária. A energia de fractura é dependente do betão e é influenciada pelo tipo de agregado, pelo seu tamanho e pela adição de fibras no betão [122], e corresponde à área a cinzento na Figura 7.7.

Em relação ao tipo de fissura adoptada, fixa ou rotativa, pode-se dizer que no primeiro modelo a direcção da fissura é determinada e fixa na altura em que se dá o início da fendilhação. No segundo caso, a direcção da fissura coincide com a extensão principal e roda caso esta direcção se altere. A principal diferença entre as duas é que não existem tensões de corte no plano da fissura no caso de modelo de fissura rotativa, visto que as direcções principais de extensões coincidem com a orientação da fissura, tornando este

modelo mais simples. De acordo com Pimanmas e Okamura [186], a adopção de um modelo com fissura fixa é mais próximo da realidade. Assim, embora a adopção de uma fissura rotativa pareça mais atractiva em termos de simplicidade e apresente resultados razoáveis, não tem em conta a anisotropia e a interacção com o corte [186].

Relativamente à resistência ao corte nas fendas, foi introduzido um factor variável de retenção de corte (“variable shear retention factor”), que reflecte o efeito do interbloqueamento de inertes e efeito de ferrolho, adoptado no estudo aqui apresentado. Segundo Cervenka [54], este programa pode ser usado com sucesso na simulação de modos de rotura por corte.

7.3.1.2 *Modelo de plasticidade (compressão)*

Tal como referido anteriormente para simular o comportamento do betão em compressão é usado o modelo proposto por Menétrey-William [198]. A posição da superfície dada pelo modelo de Menétrey-William [198] não é fixa e pode ser expandida e deslocada, simulando as fases de endurecimento e suavização do betão. Em relação à fase de endurecimento, Cervenka *et al.* [49], propuseram uma formulação adequada ao comportamento triaxial. Já em relação à suavização foi adoptado o recomendado por Van Mier [274].

Neste modelo, é também tida em conta a redução de resistência à tracção após o betão estar sujeito a esmagamento, de acordo com Hordijk [144], e é também considerada a redução da resistência à compressão em betão fendilhado baseado no trabalho de Vecchio e Collins [277], adaptado por Kollegger e Mehlhorn [166].

7.3.2 Aço das armaduras

A armadura ordinária pode ser modelada como distribuída ou discreta. No caso de se optar por distribuída, as armaduras são parte constituinte do material. No caso de discretas as armaduras são modeladas individualmente por elementos unidimensionais. Para simular o seu comportamento podem ser adoptadas leis bilineares ou multilineares usando o critério de rotura de Von Mises. Neste trabalho foi adoptada uma lei bilinear. Na modelação discreta, não é necessário que os elementos estejam coincidentes com os nós da malha de elementos finitos. Em relação aos cordões de pré-esforço, a sua modelação foi feita recorrendo ao elemento tipo *ExternalCable* disponível no programa.

Relativamente à aderência entre as armaduras e o betão circundante é possível adoptar uma lei tensão de aderência/escorregamento, podendo ser adoptadas leis definidas pelo utilizador. Neste trabalho foi adoptada a lei preconizada no MC90 [64] para as armaduras ordinárias, enquanto para os cordões de pré-esforço selados com agente de aderência a lei foi definida de acordo com o exposto na secção 4.8.

7.4 MODELAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Foram feitas simulações dos ensaios experimentais relativos aos modelos de laje utilizando modelos tridimensionais, simulando ¼ das mesmas para maior facilidade e rapidez de cálculo, tirando partido das linhas de simetria. Os valores obtidos numericamente para a carga de ruptura, deslocamentos, extensões em armaduras e forma da superfície de ruptura são comparados com os resultados experimentais. De referir que o modelo DF7 não foi modelado uma vez que a injeção com agente de aderência não foi eficiente em alguns cordões e por isso os resultados do ensaio experimental deste modelo não são comparáveis com os resultados que se obteriam com o modelo numérico.

Foram consideradas as características mecânicas (Quadro 5.5) e geométricas para cada uma das lajes indicadas no Capítulo 5. A energia de fractura (G_F) foi calculada de acordo com a relação apresentada no MC90 [64], considerando como dimensão máxima do agregado 16 mm, à semelhança da lei tensão de aderência/escorregamento para as armaduras ordinárias. Os valores da energia de fractura calculados de acordo com a Exp. (7.1), com f_{cm} em MPa, retirada do MC90 [64], são apresentados no Quadro 7.1.

$$G_F = 30 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.7} \quad [64] \quad (7.1)$$

Quadro 7.1 – Valores da energia de fractura calculados para cada um dos modelos.

Modelo	DF1	DF2	DF3	DF4	DF5	DF6
$G_F^{(1)}$ (Nm/m ²)	56.7	59.2	57.3	48.4	50.1	50.4

⁽¹⁾ energia de fractura de acordo com a Exp. (7.1).

7.4.1 Descrição dos modelos

Os modelos numéricos tinham dimensões 1150x1150x100 mm³ (DF1 a DF3) e 1150x1150x120 mm³ (DF4 a DF6). A malha foi discretizada da seguinte forma: na zona de aplicação da carga foi feita uma malha com elementos do tipo "brick" de 8 nós com 20 mm

de lado, numa extensão de 300 mm para cada lado. A restante laje foi modelada usando elementos do tipo shell com 100 mm de lado, divididos em 6 camadas, já que na zona exterior não é necessária tanta precisão como junto ao pilar, e como se verá mais à frente, a deformação das lajes está concentrada junto ao pilar. No caso das lajes com 120 mm de espessura a zona central usava os mesmos elementos com 20 mm de lado mas numa extensão de 400 mm e os restantes elementos tinham 120 mm de altura, também divididos em 6 camadas. Na Figura 7.8, apresenta-se a discretização da malha para o modelo DF4.

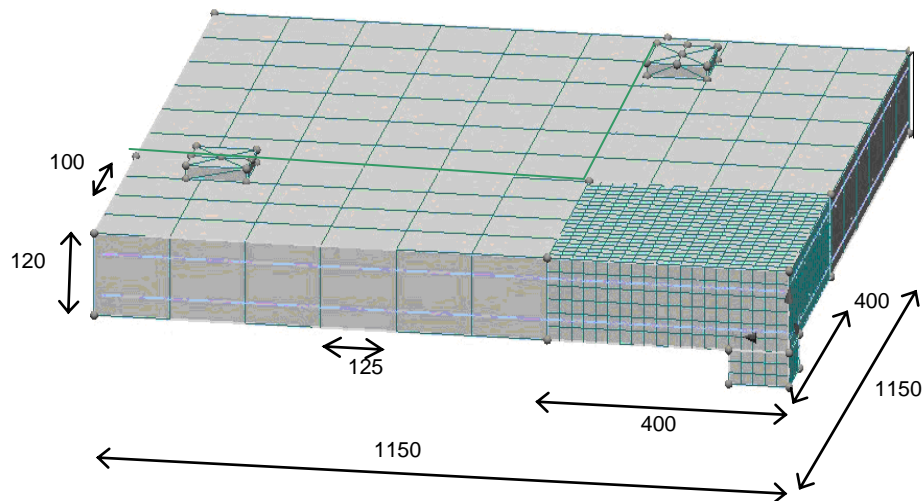


Figura 7.8 – Discretização da malha para o modelo DF4 (dimensões em mm).

Nas lajes não reforçadas, modelos DF1 e DF4, o carregamento foi feito por imposição de incrementos de deslocamentos de 0.2 mm no pilar e foi usado o método de Newton-Raphson para determinação da solução. Os modelos estavam fixos em dois pontos na face superior tal como os modelos experimentais. Entre o betão e as chapas de aplicação dos deslocamentos na zona central da laje e dos pontos de fixação foram usados elementos de interface, por forma a simular correctamente o modelo experimental.

Os modelos das lajes reforçadas eram semelhantes às anteriores, tendo sido também modelado um desviador sobre o qual passava o cordão de reforço (Figura 7.9). O cordão estava fixo no eixo de simetria da laje e aderente no seu interior ao longo do comprimento aderente disponível, sendo que para isso foi usada a lei local de tensão de aderência/escorregamento que se apresentou na secção 4.8 (valor médio - expressões (4.9) e (4.10)). Os comprimentos aderentes disponíveis adoptados foram os determinados no Quadro 5.4 e uma vez que se simulou apenas $\frac{1}{4}$ de laje, adoptou-se o valor médio dos valores apresentados para cada um dos modelos.

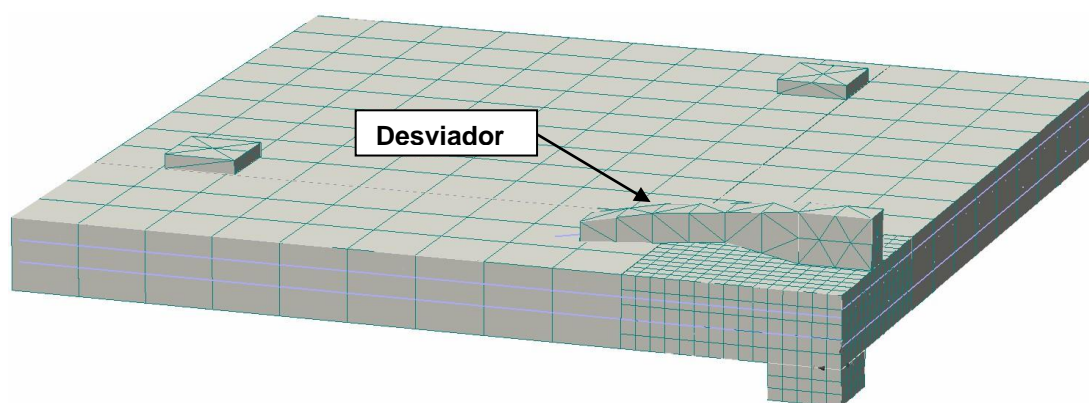


Figura 7.9 – Pormenor do desviador para os modelos reforçados.

Os modelos permitiram estudar o comportamento até à fase de rotura por punçoamento. O processo construtivo usado nos ensaios experimentais foi o adoptado nas fases construtivas definidas no programa de elementos finitos, incluindo a introdução do peso próprio dos modelos antes de qualquer aplicação de carga. A única excepção, foi feita na fase de transmissão de pré-esforço por aderência para as lajes. A fase de transmissão da força por aderência foi simulada através de cargas pontuais (componente vertical e horizontal) aplicadas pontualmente no centro do comprimento aderente (Figuras 7.10 e 7.11). Nestas lajes o carregamento inicial da laje antes da aplicação do reforço, foi feito através da aplicação de força no pilar central, sendo que após o reforço o “ensaio” decorreu por imposição de deslocamentos no pilar de 0.2 mm. As componentes verticais ($P_{v, inicial}$) e horizontais ($P_{h, inicial}$) da força de pré-esforço inicial ($P_{inicial}$) foram determinadas de acordo com o apresentado no Quadro 5.10 (correspondente a $P_{0,i}$), para cada um dos modelos.

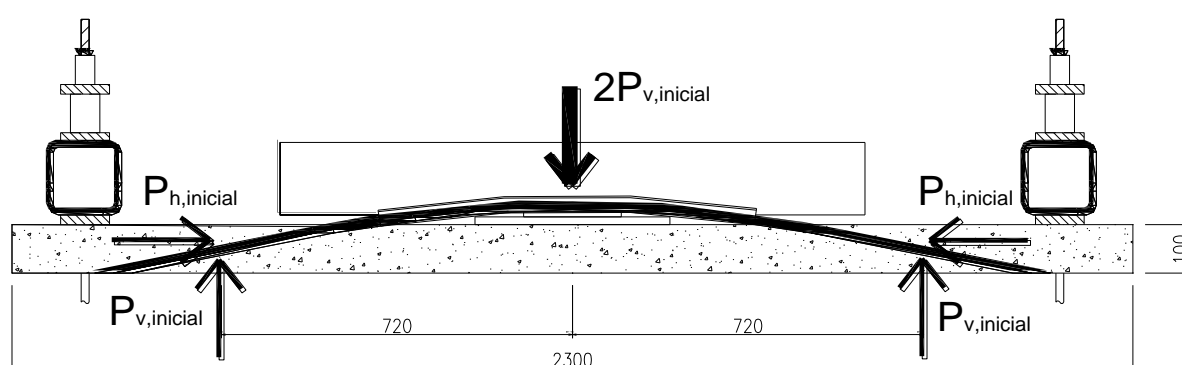


Figura 7.10 – Simulação da fase de transmissão da força por aderência nos modelos DF2 e DF3 (desenho sem escala e com dimensões em mm).

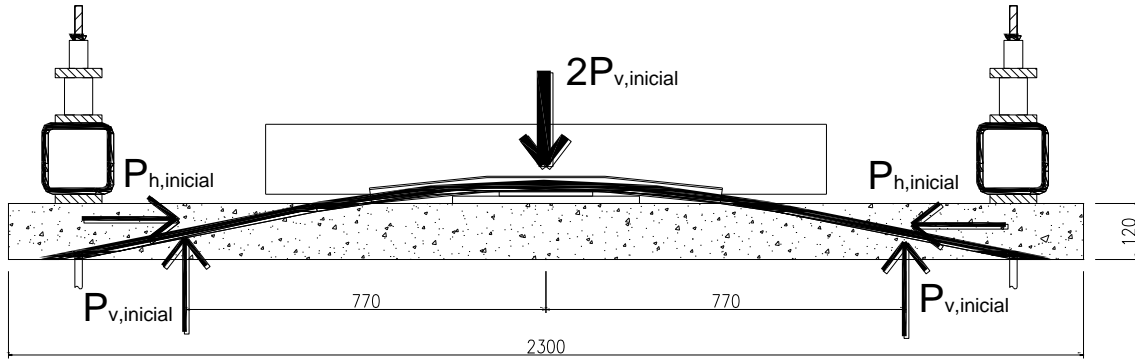


Figura 7.11 – Simulação da fase de transmissão da força por aderência nos modelos DF5 e DF6 (desenho sem escala e com dimensões em mm).

A partir desta fase, foi adoptada a lei local de tensão de aderência/escorregamento (na nomenclatura inglesa “bond stress/slip law”), permitindo estudar a evolução das tensões nos cordões de pré-esforço durante o ensaio até à rotura por punçoamento. A lei adoptada foi a apresentada na secção 4.8 do Capítulo 4, usando o seu valor médio. No entanto, é necessário ter em conta que a lei a introduzir nesta altura deverá ter em conta que se está a simular o comportamento aderente após a transmissão de pré-esforço. Com base nos resultados apresentados no Capítulo 5 verificou-se que após a transmissão do pré-esforço para a laje, o valor médio da tensão de aderência instalada, considerando uma distribuição uniforme, é de 4.3 MPa (desprezando os cordões 3 e 4 da laje DF7). Este valor corresponde a um escorregamento de cerca de 0.02 mm na lei local – ver expressões (4.9) e (4.10)) e portanto, a lei local, denominada de $\tau_{b1}(\delta_1)$, a introduzir a partir deste ponto deverá respeitar o andamento da equação original. Para isso adoptam-se as seguintes condições de fronteira (em que τ' representa a derivada de τ):

$$\tau'_{b1}(\delta_1 = (5 - 0.02)/15.2) = \tau'_b(\delta = 5/15.2) \quad (7.2)$$

$$\tau_{b1}(\delta_1 = (5 - 0.02)/15.2) = \tau_b(\delta = 5/15.2) - 4.3 \quad (7.3)$$

A solução para $\tau_{b1}(\delta_1)$ é a seguinte (Exps. (7.4) e (7.5)):

$$\tau_{b1}(\delta_1) = 9.36 \cdot (\delta_1)^{0.286} \quad \delta_1 \leq 4.98/15.2 \quad (7.4)$$

$$\tau_{b1}(\delta_1) = 6.8 \quad \delta_1 > 4.98/15.2 \quad (7.5)$$

Da aplicação desta lei resultarão resultados aproximados, uma vez que na realidade a distribuição de tensões ao longo do comprimento de selagem não é uniforme e portanto a lei a aplicar deveria ser uma lei local variável ao longo daquele comprimento.

7.4.2 Forças nas armaduras de pré-esforço

Nas Figuras 7.12 a 7.15 são apresentados os resultados obtidos para os modelos DF2, DF3, DF5 e DF6, respectivamente pela análise de elementos finitos (AEF). Em relação às figuras relativas aos modelos DF2 e DF3 pode-se afirmar que há uma boa concordância de comportamento entre os resultados experimentais e numéricos.

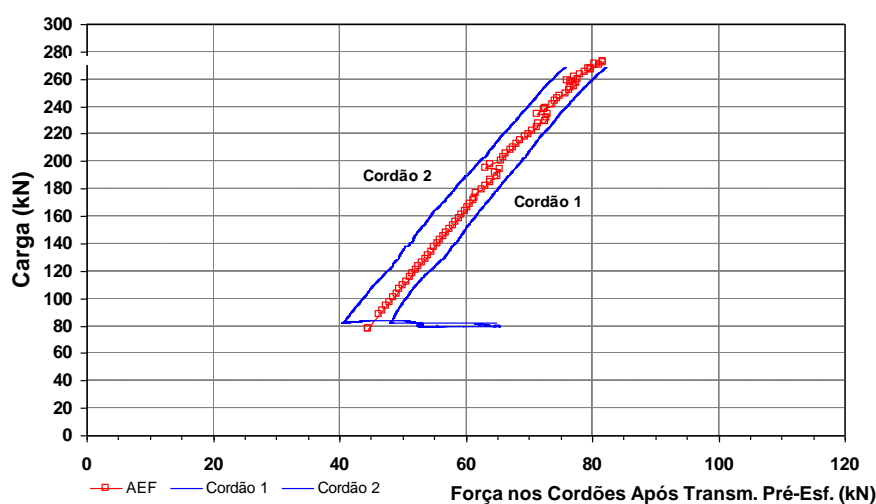


Figura 7.12 – Evolução das forças nos cordões de pré-esforço após transmissão do pré-esforço no modelo DF2.

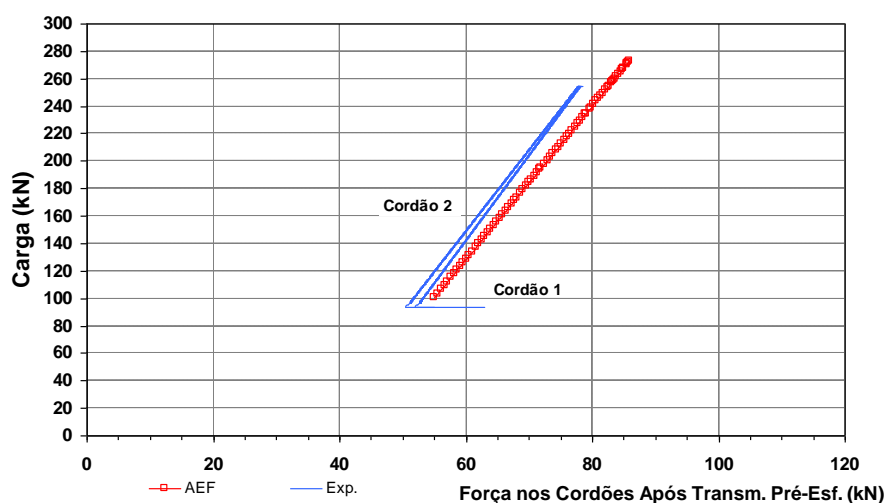


Figura 7.13 – Evolução das forças nos cordões de pré-esforço após transmissão do pré-esforço no modelo DF3.

Já nos restantes modelos (DF5 e DF6), verifica-se alguma discrepância entre os modelos numéricos e os resultados experimentais.

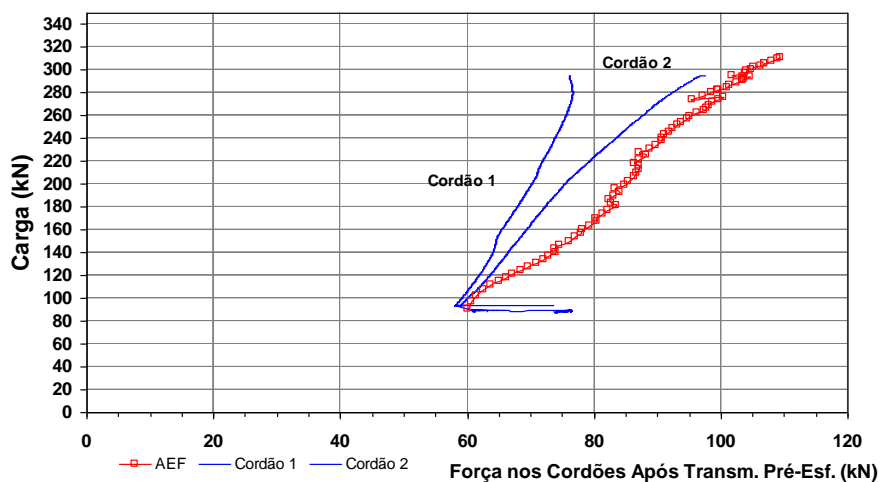


Figura 7.14 – Evolução das forças nos cordões de pré-esforço após transmissão do pré-esforço no modelo DF5.

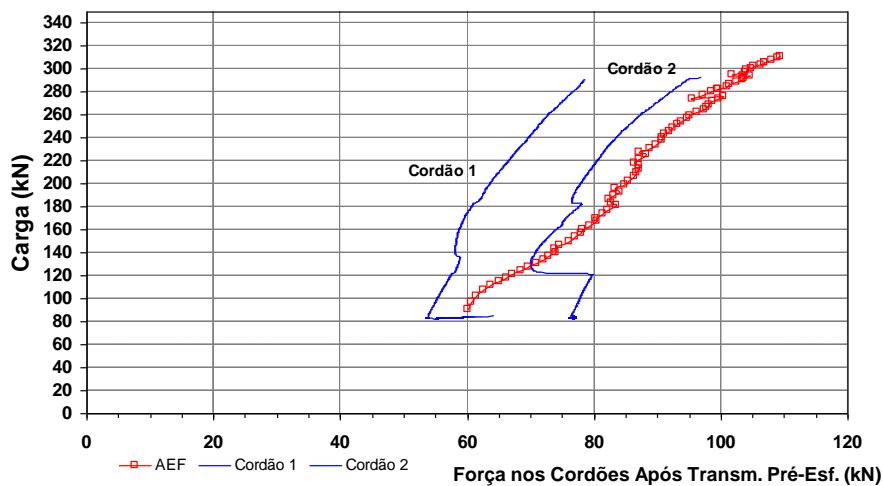


Figura 7.15 – Evolução das forças nos cordões de pré-esforço após transmissão do pré-esforço no modelo DF6.

No Quadro 7.2 apresentam-se os resultados obtidos para a variação de força nos cordões desde que a força é transmitida por aderência para os modelos até que estes atinjam a rotura por punçoamento.

Quadro 7.2 –Comparação entre os valores obtidos experimentalmente e pela AEF para a variação de força nos cordões e relação entre estes.

Modelo	Cordões	$\Delta P_{\text{final},i}^{(1)}$ (kN)		
		Exp.	AEF	Exp./AEF
DF2	C1	36.3	37.1	0.98
	C2	36.3		
DF3	C1	27.6	30.8	0.88
	C2	26.6		
DF5	C1	17.8	49.3	0.58
	C2	38.2		
DF6	C1	25.1	49.3	0.48
	C2	22.4		

⁽¹⁾ ganho de força entre a transmissão do pré-esforço e a rotura.

De acordo com os resultados obtidos, verifica-se que o valor médio da relação entre o valor médio experimental e o valor obtido pela AEF é de 0.73. De referir o facto de que aquela relação apresenta um mínimo no caso do modelo DF6. No entanto, por observação da Figura 7.15, verifica-se que o cordão 2, a certa altura perdeu repentinamente um valor de força em cerca de 20 kN, e daí que a variação de carga seja relativamente baixo. Também no caso do cordão 1 do modelo DF5, por observação da Figura 7.14, verifica-se um aumento da força mas com progressiva perda na taxa de crescimento da força, daí ter-se verificado um aumento de carga de apenas 17.8 kN.

7.4.3 Deslocamentos verticais

7.4.3.1 Modelos padrão DF1 e DF4

Nesta secção são apresentados os resultados obtidos nos modelos de elementos finitos, em termos de deslocamentos verticais, nos pontos correspondentes à localização dos deflectómetros apresentados na Figura 5.30. Para todos os modelos foram elaborados gráficos com a evolução dos deslocamentos em função da carga vertical, e simultaneamente comparação com os resultados obtidos experimentalmente. Nas figuras 7.16 e 7.17, são apresentados os resultados obtidos para os modelos DF1 e DF4, respectivamente. De referir que nestes gráficos d1 corresponde à média dos deslocamentos correspondentes a D1 e D5, relativamente a D3, d2 corresponde à média dos deslocamentos correspondentes a D2 e D4, relativamente a D3 e d3 corresponde à média

dos deslocamentos correspondentes a D6 e D7, relativamente a D3. Em relação aos modelos DF1 e DF4, verifica-se que há uma boa aproximação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais, em especial no modelo DF1.

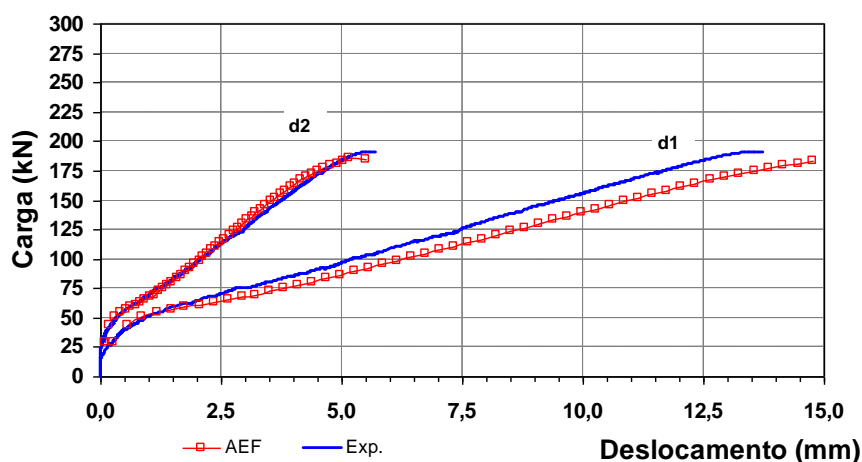


Figura 7.16 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF1.

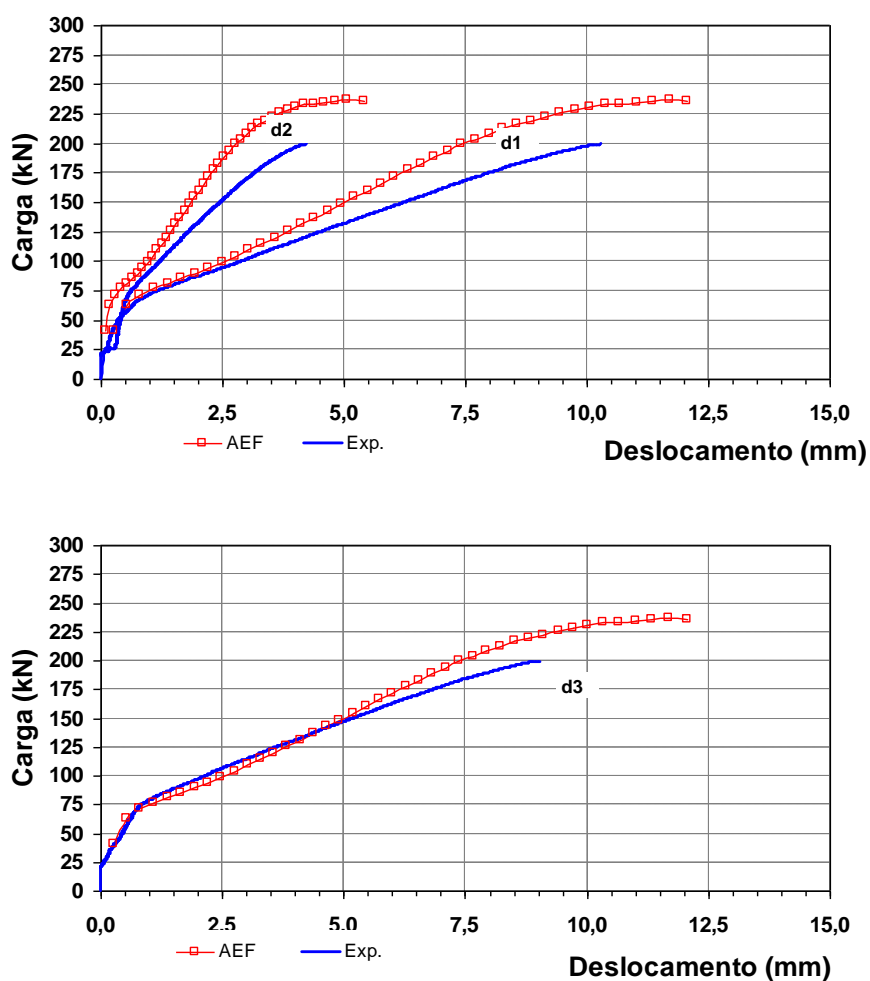


Figura 7.17 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF4.

7.4.3.2 Modelos DF2, DF3, DF5 e DF6

Nas Figuras 7.18 a 7.22, são apresentados os resultados obtidos para os modelos DF2,DF3,DF5 e DF6. Em relação aos modelos DF2 e DF3 verifica-se que o comportamento resultante da AEF é bastante semelhante ao registado experimentalmente. A redução de deslocamentos na fase de aplicação de pré-esforço é correctamente simulada.

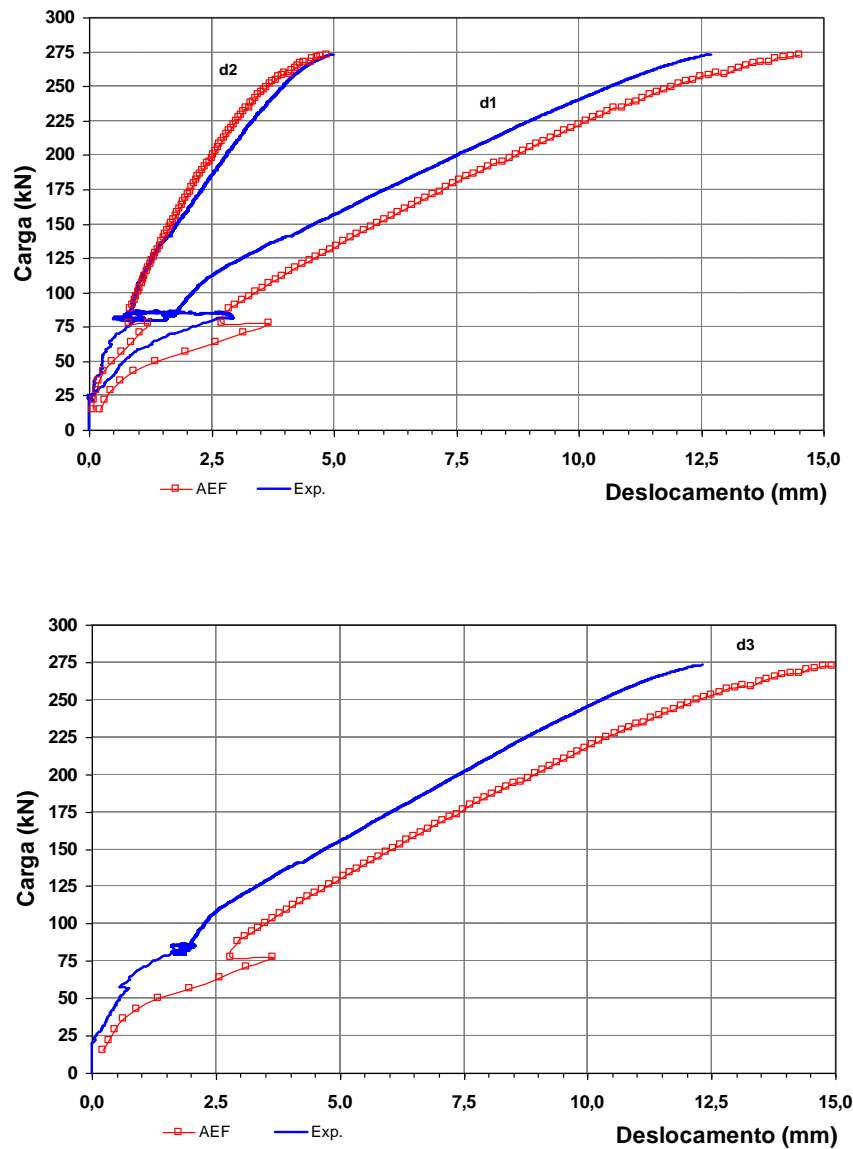


Figura 7.18 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF2.

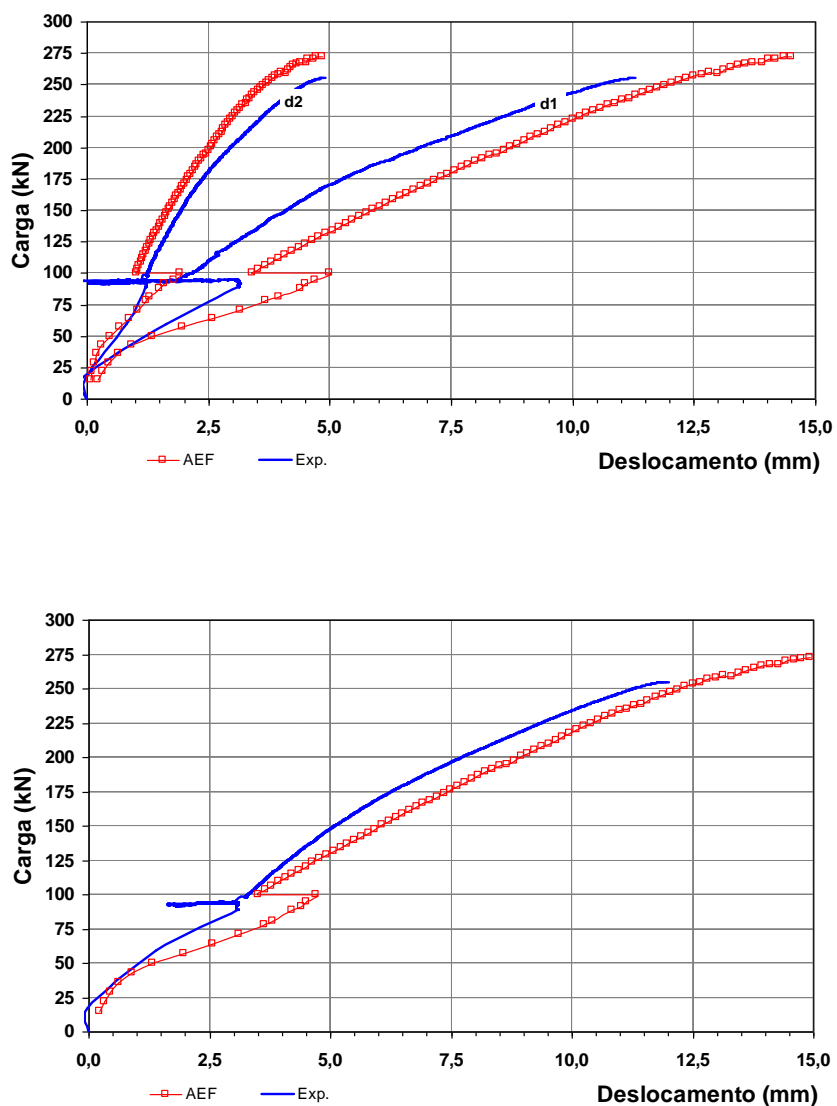


Figura 7.19 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF3.

Nos modelos DF5 e DF6 verifica-se igualmente uma boa aproximação a nível qualitativo entre as duas análises. Também a redução de deslocamentos na fase de aplicação de pré-esforço é correctamente simulada.

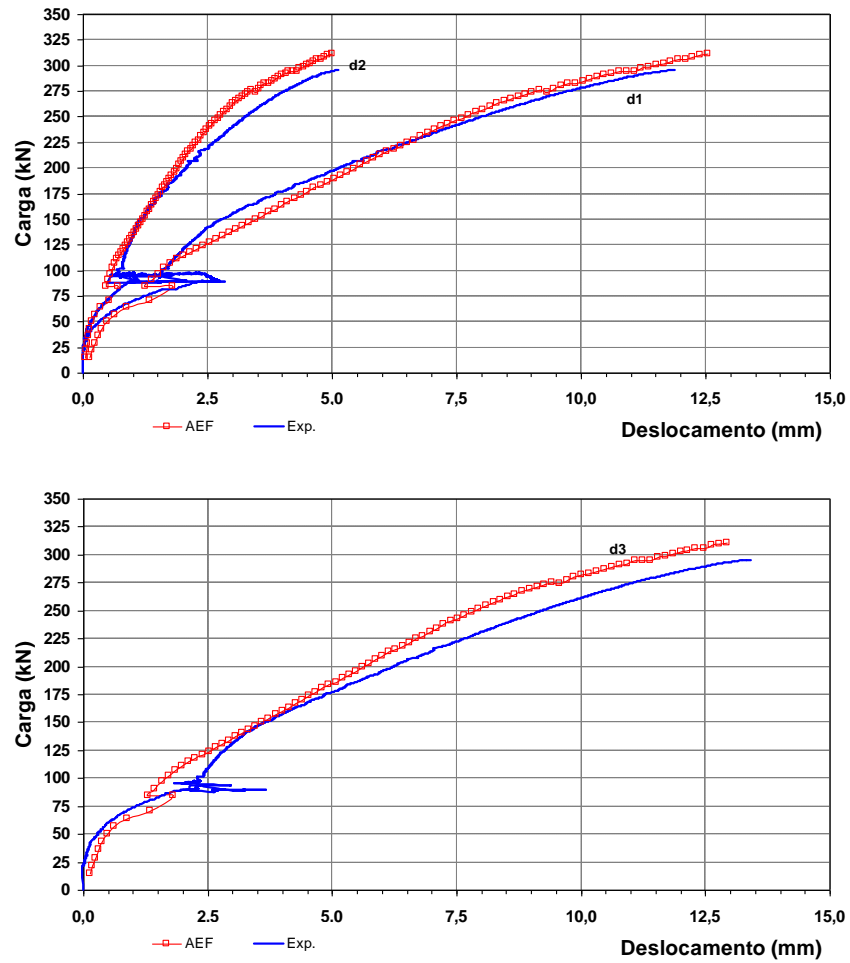


Figura 7.20 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF5.

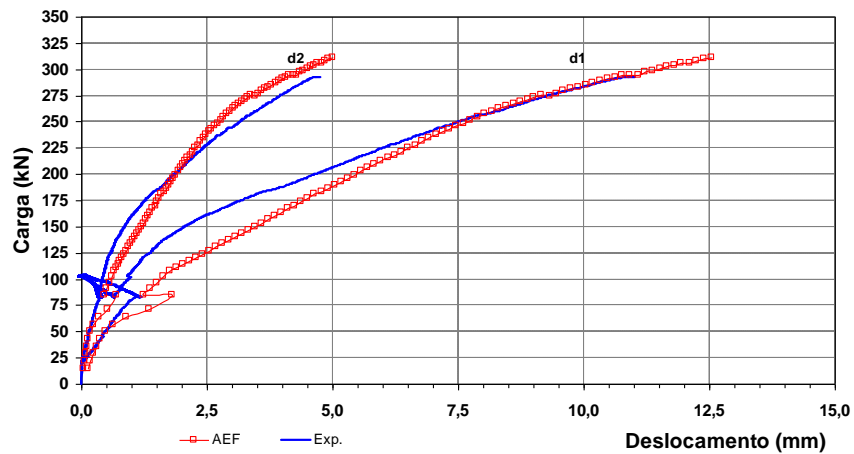


Figura 7.21 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF6.

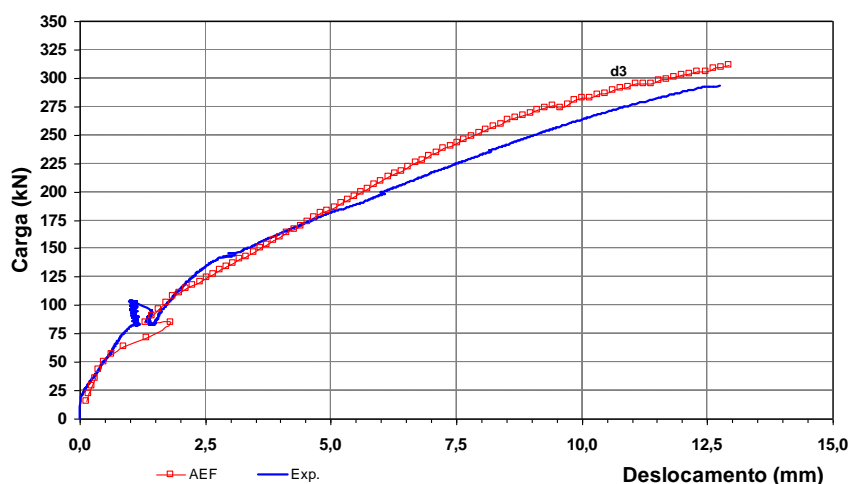


Figura 7.22 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga vertical para o modelo DF6.

A Figura 7.23 mostra a deformada dos modelos DF1 e DF2 na carga última. Como se pode observar a rotação da laje está concentrada junto ao pilar. Fora desta zona a laje roda como um corpo rígido, comprovando o que foi mencionado na secção 5.8.2. Para os restantes modelos a deformada é semelhante.

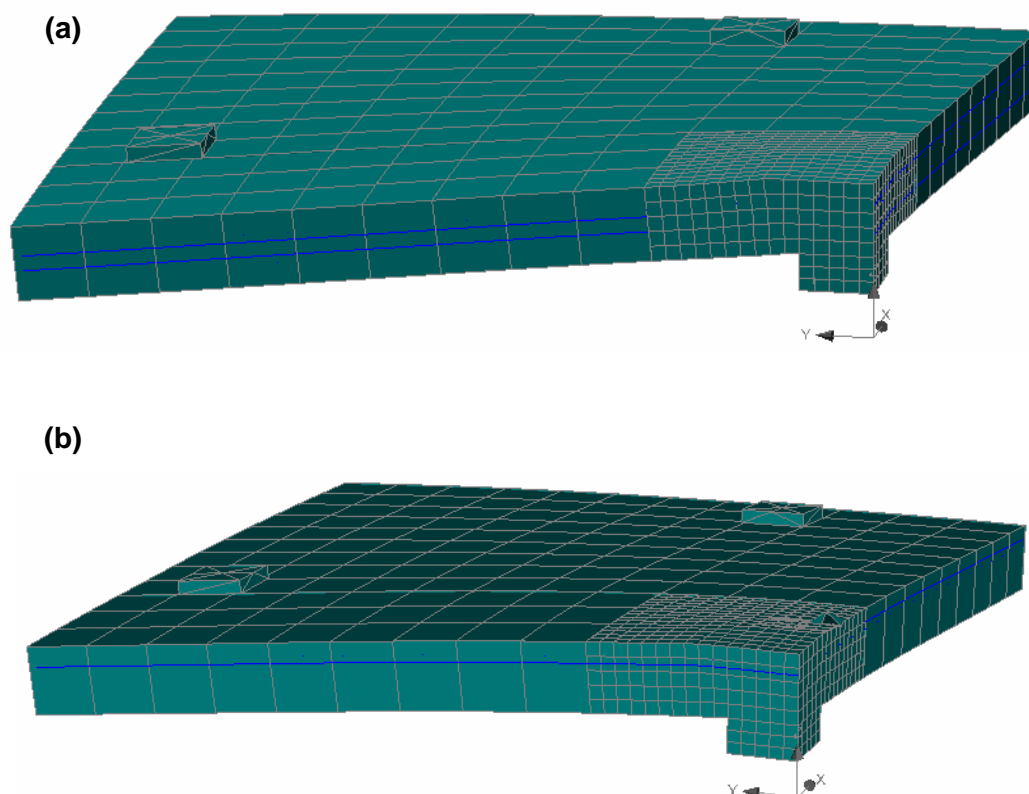


Figura 7.23 – Aspecto da deformação dos modelos de laje na carga última, (a) DF1 e (b) DF2, ampliada 5x.

7.4.3.3 Considerações finais

No Quadro 7.3 são apresentados os deslocamentos obtidos experimentalmente e pela AEF para vários patamares de carga (V).

Quadro 7.3 – Comparação entre valores dos deslocamentos (Exp. e AEF).

Modelo	V=150 kN		V=180 kN		V=210 kN		V=240 kN		V=270 kN		V=290 kN	
	(4)	(5)	(4)	(5)	(4)	(5)	(4)	(5)	(4)	(5)	(4)	(5)
DF1	(1)	9.5	—	12.1	—	—	—	—	—	—	—	—
	(2)	10.9	—	14.2	—	—	—	—	—	—	—	—
	(3)	0.87	—	0.85	—	—	—	—	—	—	—	—
DF2	(1)	4.6	4.7	6.4	6.3	8.1	8.0	10.0	9.7	12.3	11.9	—
	(2)	5.8	5.9	7.4	7.6	9.1	9.4	11.2	11.4	13.9	14.3	—
	(3)	0.79	0.80	0.86	0.83	0.89	0.85	0.89	0.85	0.88	0.83	—
DF3	(1)	4.1	5.1	5.5	6.6	7.6	8.4	9.7	10.5	—	—	—
	(2)	5.8	5.9	7.4	7.6	9.1	9.4	11.2	11.4	—	—	—
	(3)	0.71	0.86	0.74	0.87	0.84	0.89	0.87	0.92	—	—	—
DF4	(1)	6.3	5.2	8.4	7.2	—	—	—	—	—	—	—
	(2)	4.9	4.9	6.3	6.3	—	—	—	—	—	—	—
	(3)	1.29	1.06	1.33	1.14	—	—	—	—	—	—	—
DF5	(1)	2.8	3.7	4.2	5.2	5.7	6.8	7.4	8.6	9.4	10.7	11.1
	(2)	3.3	3.5	4.5	4.7	5.8	6.0	7.1	7.2	8.7	9.0	10.3
	(3)	0.85	1.06	0.93	1.11	0.98	1.13	1.04	1.19	1.08	1.19	1.08
DF6	(1)	2.1	3.3	3.4	4.9	5.2	6.7	6.9	8.4	8.9	10.5	10.5
	(2)	3.1	3.2	4.4	4.5	5.5	5.9	6.8	7.2	8.7	9.0	10.3
	(3)	0.68	1.03	0.77	1.09	0.95	1.14	1.01	1.17	1.02	1.17	1.02

(1) resultados experimentais; (2) resultados da AEF; (3) razão entre resultados experimentais e da AEF; (4) direcção correspondente ao alinhamento de deflectómetros D1 a D5; (5) direcção perpendicular à correspondente ao alinhamento de deflectómetros D1 a D5.

De acordo o Quadro 7.3 verifica-se que o valor médio da relação entre os valores experimentais e os obtidos pela AEF é de 0.97. Para os modelos DF1 e DF4 a média daquela relação é de 1.09 enquanto que nos restantes modelos é de 0.96.

7.4.4 Extensões na armadura longitudinal superior

Nesta secção são apresentados os resultados obtidos a partir do método dos elementos finitos, em termos de extensões, correspondentes aos pontos instrumentados apresentados na Figura 5.32. Para todos os modelos foram elaborados gráficos com a evolução das extensões em função da carga vertical e simultaneamente comparação com os resultados

obtidos experimentalmente. Os resultados da AEF revelam uma rotura repentina com perda significativa de carga, tal como registado experimentalmente.

7.4.4.1 Modelos padrão DF1 e DF4

Na Figura 7.24, são apresentados os resultados obtidos para os modelos de referência DF1 e DF4. Verifica-se que a AEF permite simular correctamente a resposta, uma vez que são visíveis as várias fases do comportamento, já expostas no Capítulo 5.

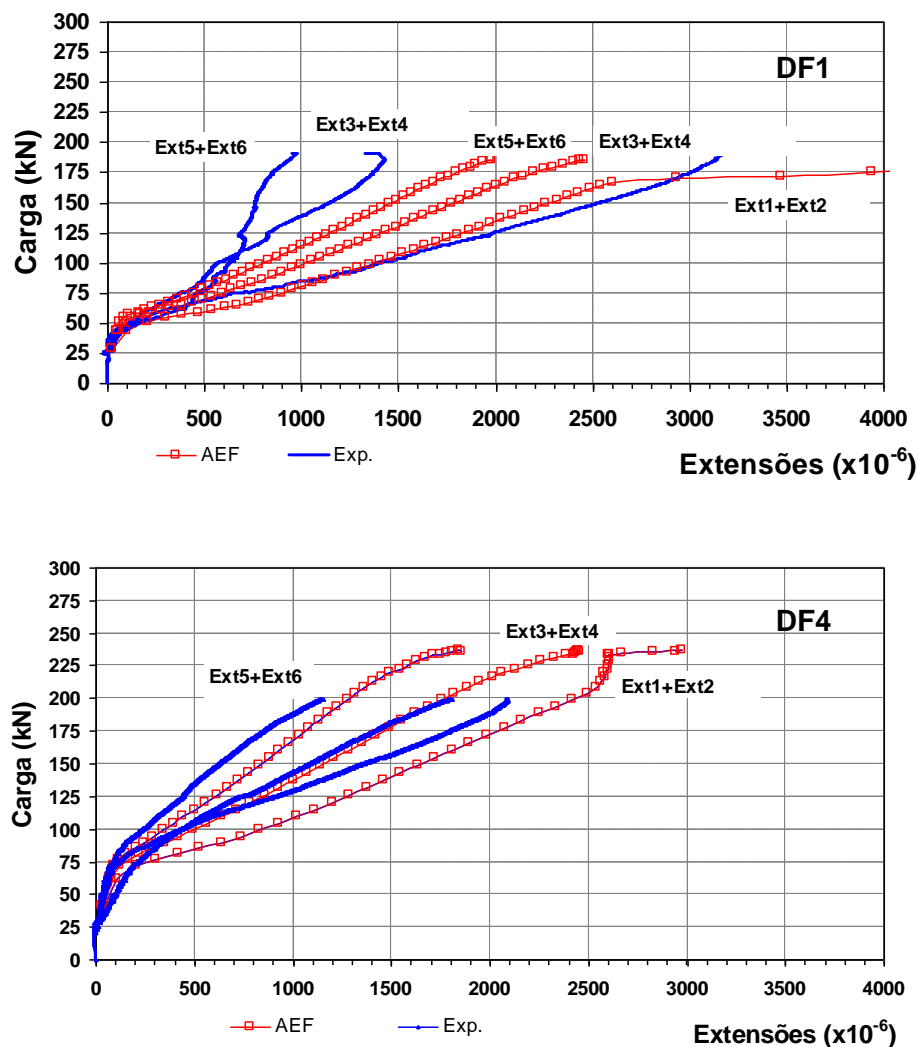


Figura 7.24 – Evolução das extensões nos modelos DF1 e DF4.

Por observação da Figura 7.24 verifica-se que no modelo DF1 existe alguma dispersão de resultados uma vez que o par de extensómetros 3/4 e 5/6, apresentam valores inferiores aos obtidos pela AEF. Já no modelo DF4 a concordância de resultados é melhor, sendo que os resultados experimentais são de uma forma geral, inferiores aos da AEF. Em ambos os

casos verifica-se um andamento muito semelhante, à excepção dos pares de extensómetros 1/2 e 3/4 no modelo DF1. Em ambos os modelos o varão correspondente ao par de extensómetros 1/2 sofre um aumento rápido no valor da extensão, significando que o varão entra em cedência na AEF. No caso dos resultados experimentais, nenhum dos varões entrou em cedência.

7.4.4.2 Modelos DF2, DF3, DF5 e DF6

Nas Figuras 7.25 a 7.28, são apresentados os resultados obtidos para os modelos DF2, DF3, DF5 e DF6, respectivamente.

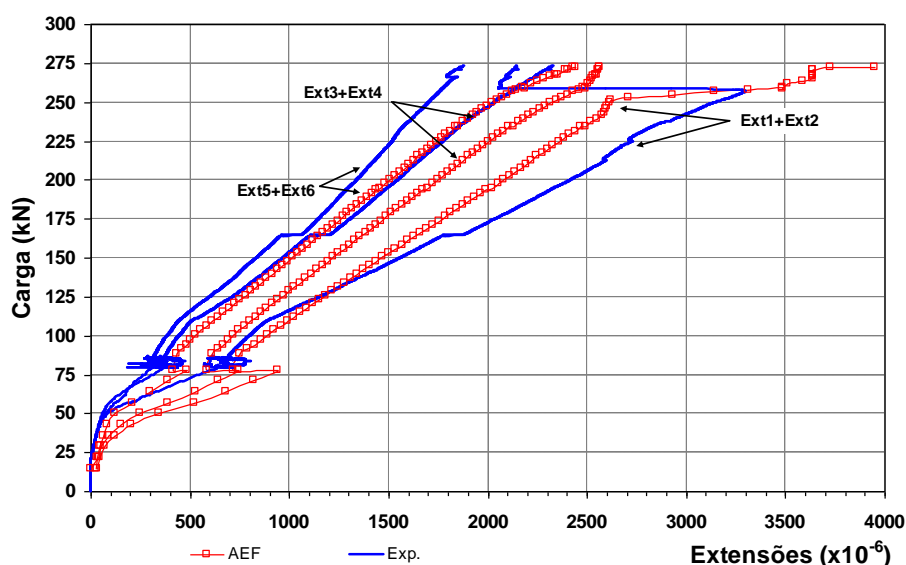


Figura 7.25 – Evolução das extensões no modelo DF2.

Por observação da figura anterior e das seguintes verifica-se que a AEF permite estimar razoavelmente a diminuição de extensões quando se instala o pré-esforço nos modelos. À excepção do modelo DF6, há uma boa concordância de resultados. Tal como nos modelos DF1 e DF4, os resultados experimentais são de uma forma geral inferiores aos da AEF. Em ambos modelos DF2 e DF3 o varão correspondente ao par de extensómetros 1/2 sofre um aumento rápido no valor da extensão, significando que o varão entra em cedência na AEF. Já nos modelos DF5 e DF6 o que sucede é que a partir de certa altura o valor da extensão naquele varão e no varão correspondente ao extensómetro 4 permanecem mais ou menos constantes, pela AEF, ao contrário da análise experimental, em que no modelo DF5 o primeiro varão atinge a cedência. Este comportamento dado pela AEF pode ter a ver com o facto de se abrir uma fenda que estabiliza a partir de certa altura, estabilizando também a extensão na armadura.

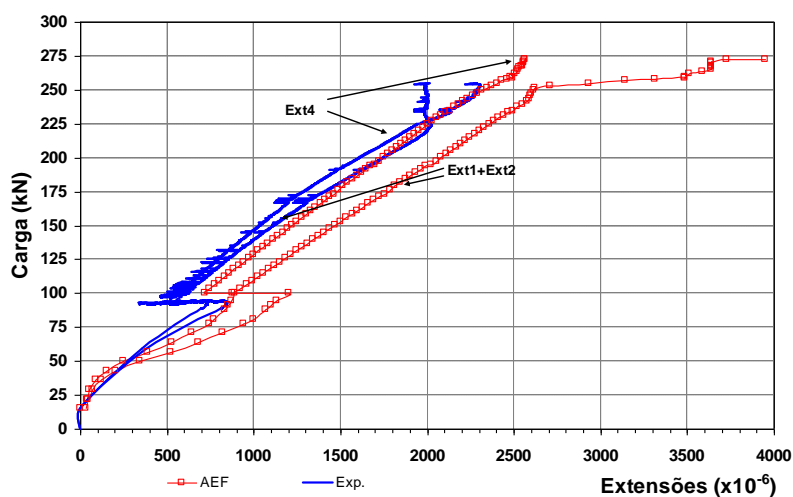


Figura 7.26 – Evolução das extensões no modelo DF3.

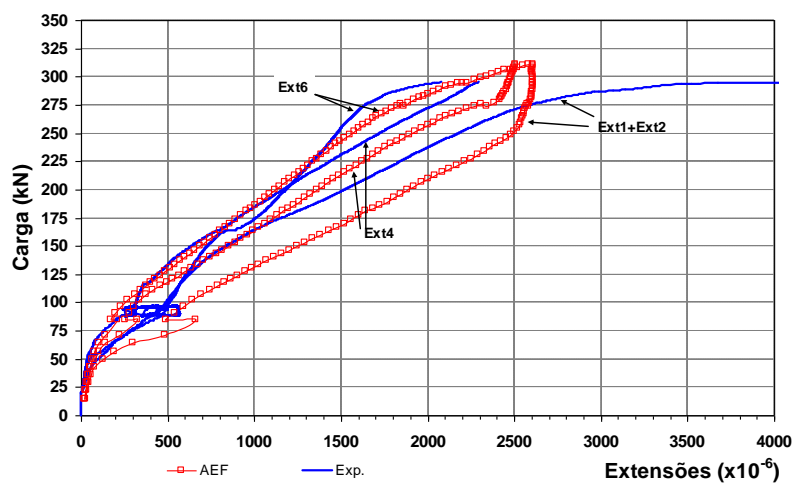


Figura 7.27 – Evolução das extensões no modelo DF5.

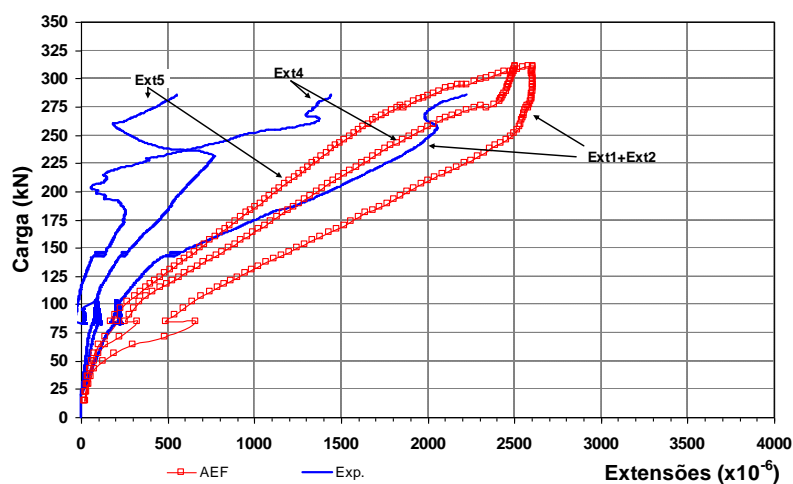


Figura 7.28 – Evolução das extensões no modelo DF6.

Relativamente às extensões registadas pela AEF nos varões dos modelos DF5 e DF6 verifica-se que a partir da carga de 250 kN, o varão mais próximo do pilar regista um valor constante de extensão, significando que nesta fase a fenda situada junto a este estabilizou e portanto não houve mais solicitação do varão. O mesmo acontece no varão central para uma carga de cerca de 275 kN, com o mesmo significado. Nesta fase outros varões vizinhos são solicitados, por redistribuição de tensões, embora não seja possível evidenciar este facto, uma vez que não estavam instrumentados.

7.4.4.3 Considerações finais

No Quadro 7.4 apresentam-se os resultados experimentais e da AEF das extensões médias obtidas nos varões da armadura longitudinal superior para vários patamares de carga (V). Os valores obtidos correspondem à média das extensões registadas nos três varões instrumentados.

Quadro 7.4 – Extensões médias registadas na armadura longitudinal superior ($\times 10^{-3}$).

Modelo		V=150 kN	V=180 kN	V=210 kN	V=240 kN	V=270 kN	V=290 kN	V=315 kN
DF1	Exp.	1.5	1.8	----	----	----	----	----
	AEF	1.8	3.0	----	----	----	----	----
	Exp./AEF	0.83	0.60	----	----	----	----	----
DF2	Exp.	1.1	1.6	1.9	2.2	2.1	----	----
	AEF	1.2	1.5	1.9	2.2	2.8	----	----
	Exp./AEF	0.92	1.07	1.00	1.00	0.75	----	----
DF3	Exp.	1.1	1.4	1.8	2.1	----	----	----
	AEF	1.2	1.5	1.9	2.2	----	----	----
	Exp./AEF	0.92	0.93	0.95	0.95	----	----	----
DF4	Exp.	1.0	1.4	----	----	----	----	----
	AEF	1.2	1.5	----	----	----	----	----
	Exp./AEF	0.83	0.93	----	----	----	----	----
DF5	Exp.	0.7	1.1	1.4	1.7	2.0	2.5	----
	AEF	0.9	1.2	1.6	1.9	2.2	2.4	----
	Exp./AEF	0.78	0.92	0.88	0.89	0.91	1.04	----
DF6	Exp.	0.5	0.8	1.0	1.2	1.3	1.4	----
	AEF	0.8	1.1	1.5	1.9	2.2	2.4	----
	Exp./AEF	0.63	0.73	0.67	0.63	0.59	0.58	----

De acordo com os resultados apresentados no quadro anterior, verifica-se que a média das relações entre os resultados experimentais e os resultados da AEF é de 0.84, sendo que nos modelos DF1 e DF4, aquela média é de 0.80 e nas restantes é também de 0.85. Pode-se então afirmar que os resultados obtidos pela AEF são aceitáveis. De qualquer forma, verifica-se que em alguns modelos os resultados obtidos experimentalmente para as

extensões em alguns varões não são os melhores, uma vez que só foi possível utilizar um dos extensómetros do par existente, o que pode desvirtuar negativamente os resultados. Além disso verifica-se que o modelo DF6 é o que apresenta a relação em causa mais baixa. Esta situação pode ser justificada com o facto, de que houve uma maior diferença entre as cargas medidas nos cordões pela AEF e experimentalmente, como se constatou na secção 0.

7.4.5 Fendilhação

Nas figuras seguintes é apresentada a evolução da fendilhação dos modelos DF4 (modelo base) e DF2 (modelo reforçado), uma vez que os restantes modelos apresentam padrões de fendilhação semelhantes. Os padrões de fendilhação para o modelo DF4 são apresentados nas Figuras 7.29 e 7.30, onde é possível verificar a evolução da fendilhação: (1) começam por surgir fendas tangenciais na face superior da laje em torno do pilar seguidas de fendas radiais (Figuras 7.29 e 7.30 (b)); (2) as fendas radiais e tangenciais propagam-se para longe do pilar. Devido a um erro gráfico do programa [21] as fendas representadas atravessam toda a espessura do elemento “shell”, o que, obviamente, não corresponde à realidade; (3) junto ao pilar as fendas tangenciais tomam uma inclinação no sentido da intersecção do pilar com a face inferior da laje, devido às elevadas tensões de corte.

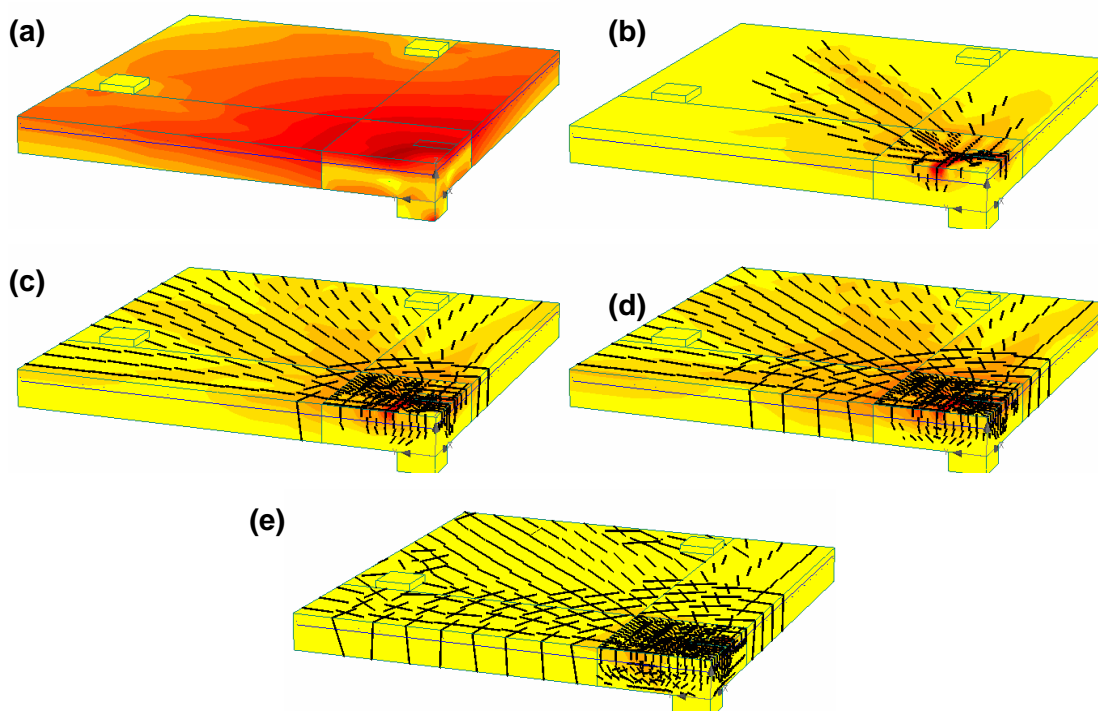


Figura 7.29 – Evolução da fendilhação modelo DF4, (a) 40 kN, (b) 62 kN, (c) 77 kN, (d) 213 kN e (e) 237 kN.

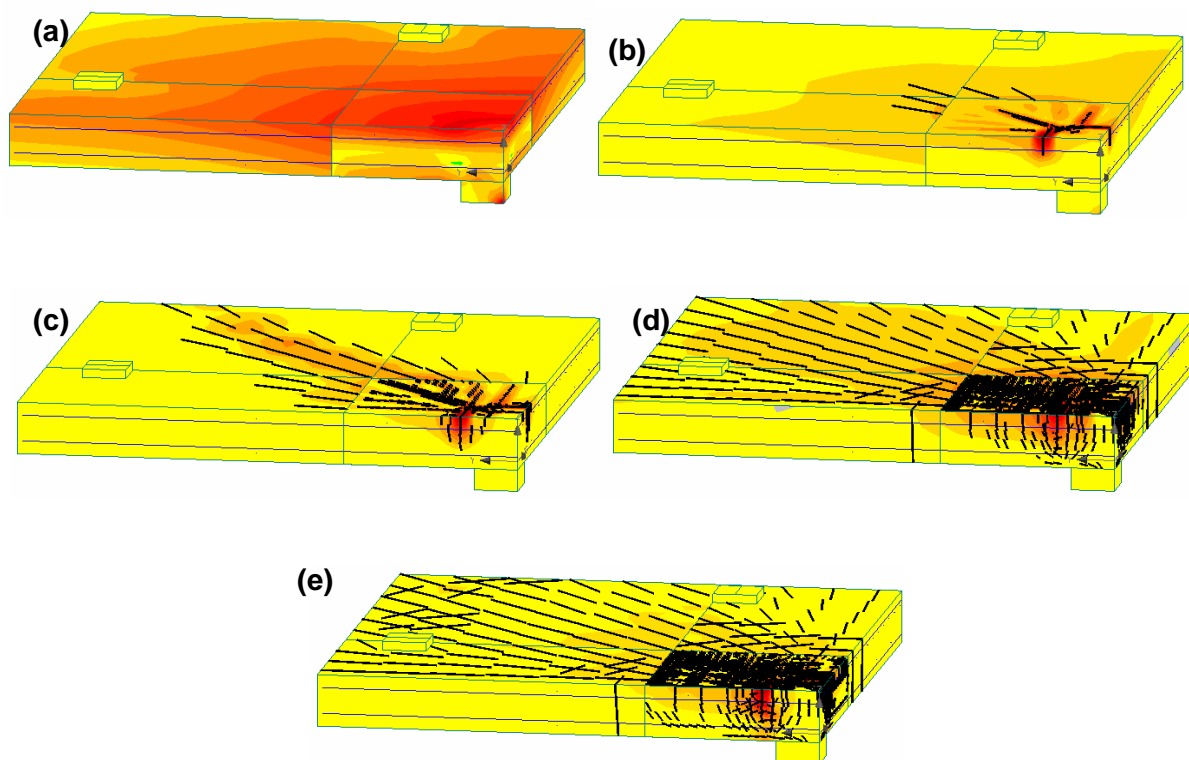


Figura 7.30 – Evolução da fendilhação modelo DF2, (a) 15 kN, (b) 50 kN, (c) 78 kN, (d) 257 kN e (e) 272 kN.

7.4.6 Inclinação das superfícies de rotura

No Quadro 7.5 são apresentados os resultados da inclinação das superfícies de rotura, experimentais e pela AEF, e é feita a comparação entre estas. A nomenclatura usada no Quadro 7.5 é a representada na Figura 5.86. As inclinações das superfícies de rotura obtidas pela AEF foram determinadas com base nas Figuras 7.29 a 7.35, onde se exemplificam para os modelos DF4, DF2 e DF5. Foi adoptada a direcção das extensões principais para a determinação do ângulo da superfície de rotura, embora, na realidade não o seja, uma vez que não tem em conta o efeito de “aggregate interlock”.

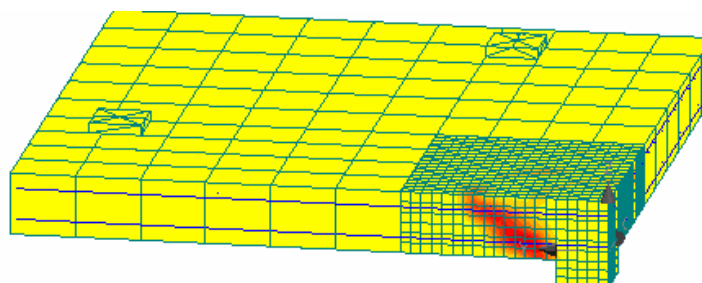


Figura 7.31 – Inclinação da superfície de rotura para o modelo DF4 na direcção da menor altura útil.

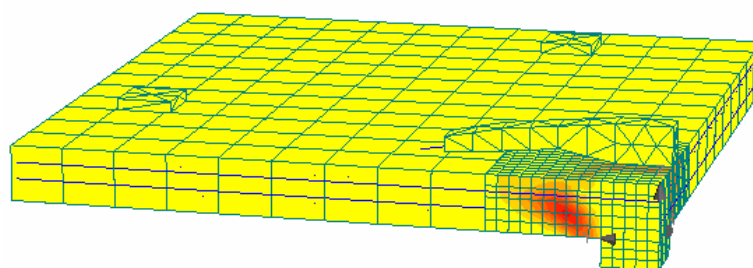


Figura 7.32 – Inclinação da superfície de rotura para o modelo DF2 na direcção do pré-esforço.

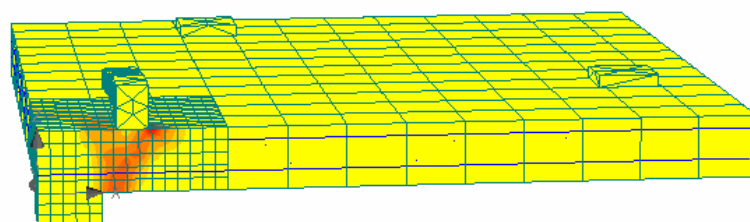


Figura 7.33 – Inclinação da superfície de rotura para o modelo DF2 na direcção perpendicular ao pré-esforço.

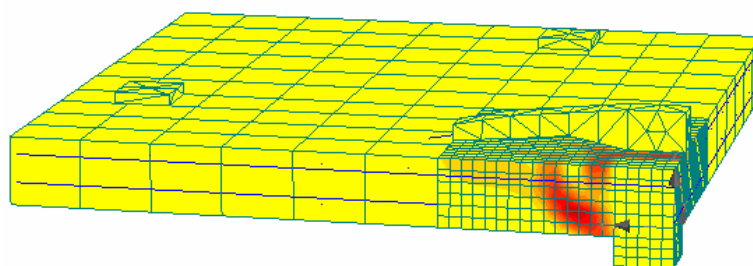


Figura 7.34 – Inclinação da superfície de rotura para o modelo DF5 na direcção da menor altura útil.

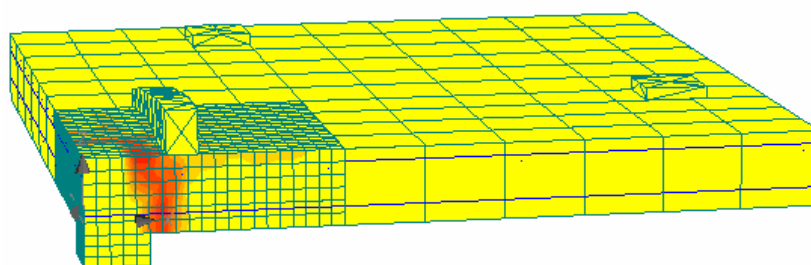


Figura 7.35 – Inclinação da superfície de rotura para o modelo DF5 na direcção do pré-esforço.

Quadro 7.5 – Comparação entre inclinações da superfície de rotura (Exp./ AEF).

Modelo	$(\beta_1+\beta_2)/2$ (°)			$(\beta_3+\beta_4)/2$ (°)		
	Exp.	AEF	Exp./AEF	Exp.	AEF	Exp./AEF
DF1	34	37	0.92	33	35	0.94
DF2	33	33	1.00	45	44	1.02
DF3	35	33	1.06	41	44	0.93
DF4	35	36	0.97	35	35	1.00
DF5	28	32	0.88	35	50	0.70
DF6	40	32	1.25	41	56	0.73

Verifica-se que a média das razões é de 0.95. Pode-se observar também que nos modelos reforçados há uma diferença de inclinação da superfície de rotura, entre as superfícies paralelas à direcção do reforço e as perpendiculares ao reforço, tal como já se tinha verificado nos ensaios experimentais. No Capítulo 5 foram apontadas justificações para este facto (secção 5.11).

7.4.7 Cargas de rotura

No Quadro 7.6 apresentam-se os valores de carga de rotura por punçoamento experimentais e os obtidos pela AEF, verificando-se que o valor médio da relação Exp./AEF é de 0.95. No caso dos modelos de referência (DF1 e DF4), aquela relação apresenta um valor médio de 0.93, e para os modelos reforçados um valor de 0.96.

Quadro 7.6 – Comparação entre os valores de carga de experimental e da AEF.

Modelo	DF1	DF2	DF3	DF4	DF5	DF6
$V_{exp}^{(1)}$ (kN)	190.7	272.9	254.6	199.0	295.0	292.7
$V_{AEF}^{(2)}$ (kN)	186.2	273.0	272.7	236.9	311.0	312.0
V_{exp}/V_{AEF}	1.02	1.00	0.93	0.84	0.95	0.94

⁽¹⁾ carga de rotura experimental ao punçoamento; ⁽²⁾ carga de rotura ao punçoamento obtida na AEF.

7.5 APLICAÇÃO DO MODELO EM OUTRAS SOLUÇÕES DE REFORÇO

Com base nos resultados apresentados verifica-se que os valores obtidos pela AEF são bastante próximos dos obtidos experimentalmente, pelo que os modelos de elementos finitos desenvolvidos anteriormente podem ser usados para o cálculo deste tipo de reforço em lajes. Assim, de seguida, apresentam-se os resultados de duas análises, em que se fazem alterações ao reforço, em termos de forças e de introdução de novos cordões. No primeiro modelo denominado de DF3DR (desvio reduzido) a alteração efectuada no modelo

DF3 foi na força de desvio inicial tendo-se considerado um valor de 75% do valor inicial que era de 37.90 kN, ficando portanto, um valor de cerca de 28.40 kN. No segundo modelo (Figura 7.36) denominado de DF5BD, procedeu-se ao reforço bidireccional do modelo DF5, em que a força de desvio inicial em cada direcção é de 48.00 kN. O traçado dos cordões é o mesmo que do modelo DF7, apresentado anteriormente.

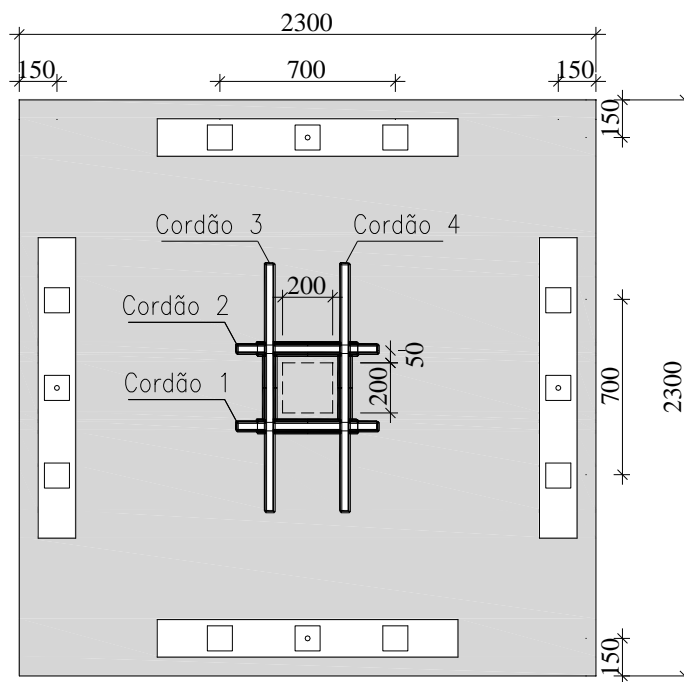


Figura 7.36 – Modelo com reforço bidireccional (DF5BD), desenho s/ escala e dimensões em mm.

Na Figura 7.37 apresenta-se o modelo de elementos finitos usado na análise do modelo reforçado em ambas as direcções (DF5BD).

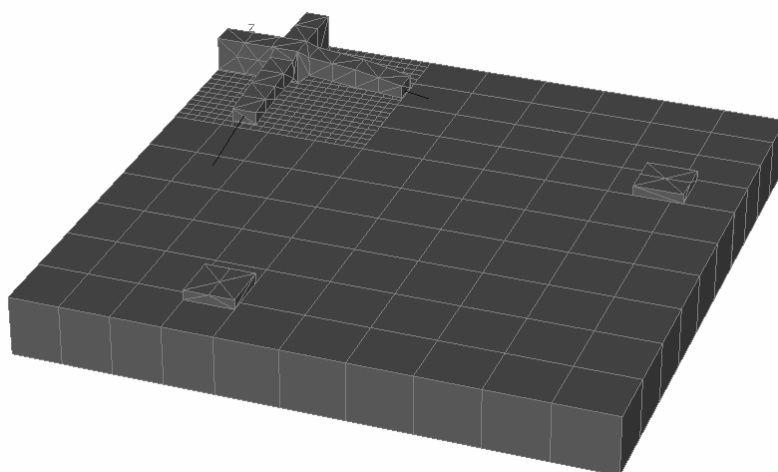


Figura 7.37 – Modelo de elementos finitos do modelo DF5BD.

No Quadro 7.7 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos, comparando as cargas de rotura por punçoamento obtidas pela AEF, com os valores dos esforços resistentes previstos usando o preconizado na NP EN 1992-1-1 [150], de acordo com o descrito no Capítulo 5, no que respeita às propriedades dos materiais e coeficiente de segurança.

Quadro 7.7 – Comparação entre os valores de carga de rotura da AEF com a obtida pela NP EN 1992-1-1, tendo em conta a força de desvio vertical inicial.

Modelo	$P_{\text{inicial}}^{(1)}$ (kN)	$V_{\text{desvio,ini}}^{(2)}$ (kN)	$V_{\text{AEF}}^{(3)}$ (kN)	$V_{\text{eff}}^{(4)}$ (kN)	$V_{\text{Rm}}^{(5)}$ (kN)	$V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$
DF3DR	76.9	28.4	264.1	235.7	201.4	1.17
DF5BD	240.0	96.0	387.5	291.5	224.7	1.30

⁽¹⁾ força de pré-esforço total inicial; ⁽²⁾ força de desvio do pré-esforço calculada usando o desvio vertical inicial do pré-esforço; ⁽³⁾ carga de rotura ao punçoamento obtida pela AEF; ⁽⁴⁾ V_{eff} - força efectiva de punçoamento: $V_{\text{eff}} = V_{\text{AEF}} - V_{\text{desvio}}$; ⁽⁵⁾ valor médio resistente da força de punçoamento de acordo com a NP EN 1992-1-1.

Por observação dos resultados verifica-se que tal como no Capítulo 5 a NP EN 1992-1-1 [150] é algo conservadora quando se usa a força de desvio vertical inicial do pré-esforço. No Quadro 7.8, apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos, comparando as cargas de rotura por punçoamento obtidas pela AEF, com os valores dos esforços resistentes previstos usando o preconizado na NP EN 1992-1-1 [150], tendo em conta a força de desvio vertical final.

Quadro 7.8 – Comparação entre os valores de carga de rotura da AEF com a obtida pela NP EN 1992-1-1, tendo em conta a força de desvio final.

Modelo	$P_{\text{final}}^{(1)}$ (kN)	$V_{\text{desvio,fin}}^{(2)}$ (kN)	$V_{\text{AEF}}^{(3)}$ (kN)	$V_{\text{eff}}^{(4)}$ (kN)	$V_{\text{Rm}}^{(5)}$ (kN)	$V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$
DF3DR	134.1	57.9	264.1	206.2	203.5	1.01
DF5BD	408.0	159.3	387.5	228.2	231.8	0.98

⁽¹⁾ força total de pré-esforço final; ⁽²⁾ força de desvio final do pré-esforço; ⁽³⁾ carga de rotura ao punçoamento obtida pela AEF; ⁽⁴⁾ V_{eff} - força efectiva de punçoamento: $V_{\text{eff}} = V_{\text{AEF}} - V_{\text{desvio}}$; ⁽⁵⁾ valor médio resistente da força de punçoamento de acordo com a NP EN 1992-1-1.

Usando esta metodologia, os valores previstos para a resistência média ao punçoamento aproximam-se dos valores obtidos pela AEF. Acrescenta-se ainda que no caso do modelo DF5BD o aumento da capacidade de carga é de cerca de 98%, seguindo a metodologia apresentada na secção 5.9, valor este semelhante à média das relações $V_{\text{eff}}/V_{\text{Rm}}$ obtidas no Capítulo 5

Conclui-se que o modelo de elementos finitos estudado permite a sua utilização com outras configurações de reforço que não as estudadas experimentalmente.

7.6 COMENTÁRIOS FINAIS

Para finalizar, no Quadro 7.9, faz-se um resumo da média das relações obtidas em geral e para cada grupo de modelos (DF1 e DF4/DF2,DF3,DF5 e DF6), no que diz respeito a extensões, variação de força nos cordões, deslocamentos, inclinação das superfícies de rotura e cargas de rotura.

Quadro 7.9 – Relações médias Exp./AEF em geral e para os grupos de modelos.

Modelos	Relações Exp./AEF				
	Extensões	Variação Forças Cordões	Desl.	Incl. Super. Rotura	Carga de Rotura
Geral	0.84	0.73	0.97		0.93
DF1 e DF4	0.80	----	1.09	0.95	0.95
DF2,DF3,DF5 e DF6	0.85	0.73	0.96		0.96

De acordo com o quadro anterior, verifica-se uma concordância razoável a boa entre os resultados experimentais e os resultantes da AEF, usando a lei aderência/escorregamento adoptada. As diferenças encontradas prendem-se principalmente com o facto de nos ensaios experimentais, nomeadamente nos modelos DF5 e DF6, o aumento de força nos cordões ter sido penalizado, ou por uma perda de força repentina ou por uma perda de rigidez no comportamento aderente. Além disso, os modelos numéricos não simulam perfeitamente os modelos experimentais, devido ao facto de existirem erros de modelação dos materiais e de natureza numérica. Por exemplo, a abertura de fendas é dependente da resistência à tracção do betão, a qual não é a mesma em todos os pontos dos modelos, pelo que surgem diferenças, nomeadamente a nível de rigidez entre o modelo teórico e o modelo experimental, devido ao desenvolvimento precoce ou tardio de fendilhação. Também em alguns casos as extensões nos varões foram medidas apenas com um extensómetro, pelo que os resultados obtidos podem não ser os mais correctos. Daí que as piores relações obtidas tenham sido para as extensões e para a variação de força nos cordões.

Verifica-se que em termos de cargas efectivas de punçoamento a concordância de resultados é maior, indicando que em termos de Estado Limite Último de Rotura por

Punçoamento os modelos numéricos proporcionam bons resultados. No que diz respeito ao comportamento em utilização, os resultados não são tão bons, mas mesmo assim conseguem simular com razoável exactidão o comportamento dos modelos experimentais.

De uma forma geral, com base nestes resultados verifica-se que os valores obtidos pela AEF são próximos dos obtidos experimentalmente, pelo que a AEF pode ser usada para o seu cálculo. É importante referir, no entanto, que para que a AEF tenha sucesso é necessária uma correcta escolha da malha de elementos finitos, da modelação dos materiais envolvidos, e no caso das lajes reforçadas, da escolha de uma lei aderência/escorregamento adequada.

Concluiu-se também que o modelo de elementos finitos estudado permite a sua utilização com outras configurações de reforço que não as estudadas experimentalmente.

CAPÍTULO 8

RECOMENDAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO

8.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objectivo propor recomendações para dimensionamento utilizando o sistema proposto de reforço e apresentar um exemplo de aplicação a um piso de um edifício. A aplicação do sistema é exemplificada no reforço de uma laje do tipo fungiforme com vigas e paredes em betão armado no seu contorno. A laje tinha uma esbelteza elevada pelo que apresentava deformação e fendilhação excessiva.

8.2 PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO

8.2.1 Considerações gerais

O sistema proposto neste trabalho para o reforço de lajes de betão armado recorrendo a pré-esforço é útil nas situações em que se pretende simultaneamente resolver várias deficiências estruturais. Pelo seu carácter activo, o reforço com pré-esforço funciona não só para as cargas aplicadas após a execução do reforço mas também para as cargas já instaladas na estrutura. Como os efeitos do pré-esforço são, de uma forma geral, de sinal contrário aos efeitos das acções, o reforço com pré-esforço contribui para a redução dos esforços e níveis de tensões, tanto em termos de flexão como de corte. Esta técnica tem maior interesse nas situações em que se pretende simultaneamente com a redução de esforços, a redução das aberturas de fendas e das deformações.

Em relação ao dimensionamento do reforço com pré-esforço pós-instalado com ancoragens por aderência deve-se seguir a seguinte ordem:

1. inspeccionar a estrutura existente analisando as anomalias detectadas (deformação e fendilhação excessiva, fendilhação em paredes divisórias, desnivelamentos em pavimentos e em vãos, etc.), a sua geometria, características dos materiais (betão e

- aço), esforços resistentes (flexão, punçoamento, esforço transversal, etc.) e as acções instaladas ou que se pretendam instalar (no caso de alteração da função do edifício), identificar as causas das anomalias e escolher a solução de reforço mais apropriada;
2. se a solução for a adopção do sistema de reforço proposto neste trabalho: conceber a distribuição do pré-esforço; pré-dimensionar o pré-esforço necessário; modelar numericamente a estrutura com as acções e efeitos do pré-esforço previamente pré-dimensionado; efectuar as verificações de segurança aos estados limites (nomeadamente deformação, abertura de fendas, punçoamento e flexão);
 3. projecto e pormenorização do pré-esforço com ancoragens por aderência: determinar qual a força máxima transmissível em cada cordão por aderência, tendo em conta o comprimento aderente disponível; determinar o número de cordões necessários; determinar a força máxima instalada nos cordões devido à deformação da laje, sendo que esta não pode ultrapassar a capacidade do cordão e da ancoragem.

Em relação ao cálculo das perdas de pré-esforço devem ser tidas em conta as perdas por atrito nos desviadores, perdas no momento da transmissão do pré-esforço para a laje, perdas a longo prazo devido ao comportamento do agente de aderência, por relaxação das armaduras, e as devidas à retracção e à fluência do betão. As perdas específicas deste sistema são as perdas imediatas na altura da transmissão do pré-esforço ao elemento a reforçar e as perdas a longo prazo devido ao comportamento do agente de aderência. Estas perdas podem ser estimadas com base nos resultados dos ensaios apresentados nos capítulos dos ensaios de aderência e dos ensaios das lajes, partindo do princípio que se usa um sistema semelhante ao proposto no Capítulo 3.

8.2.2 Valor da força de pré-esforço

8.2.2.1 Perdas instantâneas e a longo prazo

De acordo com a NP EN 1992-1-1 [150], a força máxima a aplicar a um cordão ($P_{\max,c}$) não deverá exceder o seguinte valor:

$$P_{\max,c} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad (8.1)$$

em que :

- A_p representa a área da secção transversal do cordão de pré-esforço;
- $\sigma_{p,max}$ corresponde à tensão máxima aplicada ao cordão = $\min \{0.8 \cdot f_{pk}; 0.9 \cdot f_{p0,1k}\}$;
- f_{pk} é o valor característico da tensão de rotura à tracção do aço de pré-esforço;
- $f_{p0,1k}$ é o valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tracção do aço de pré-esforço.

O valor da tensão máxima pode ser aumentado até $0.95 f_{p0,1k}$ caso a força no macaco possa ser medida com uma precisão de $\pm 5\%$ do valor da força final de pré-esforço.

O valor máximo da força de pré-esforço aplicado ao elemento de betão após transmissão do pré-esforço P_{m0} é obtido subtraindo à força máxima P_{maxc} as perdas imediatas (ΔP_i), não devendo exceder o seguinte:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (8.2)$$

em que :

- A_p representa a área da secção transversal do cordão;
- σ_{pm0} corresponde à tensão máxima aplicada ao cordão imediatamente após transmissão = $\min \{0.75 \cdot f_{pk}; 0.85 \cdot f_{p0,1k}\}$;
- f_{pk} é a tensão característica de rotura à tracção do aço de pré-esforço;
- $f_{p0,1k}$ representa o valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tracção do aço de pré-esforço.

$$P_{m0}(x) = P_{max,c} - \Delta P_i(x) \leq l_t \cdot \pi \cdot d_c \cdot \tau_{trans,d} \quad (8.3)$$

$$\Delta P_i(x) = \Delta P_t + \Delta P_r + \Delta P_\mu(x) \quad (8.4)$$

em que :

- l_t é o comprimento de transmissão;
- $\tau_{trans,d}$ valor de cálculo da tensão de aderência em situação de transmissão;
- d_c é o diâmetro nominal do cordão;

- ΔP_t representa a perda no momento de transmissão do pré-esforço para a laje, considerando um encurtamento de cada cordão de 1.0 mm, tal como justificado no Capítulo 5;
- ΔP_r representa a perda por relaxação do aço de pré-esforço entre a operação de pré-esforço do cordão e a operação de transmissão do mesmo para a laje (na maior parte dos casos será desprezável, uma vez que o intervalo de tempo entre estas operações é relativamente pequeno);
- $\Delta P_{\mu}(x)$ é a perda por atrito entre o cordão e o desviador;

Relativamente à força de pré-esforço a tempo infinito ($P_{m\infty}(x)$) após as perdas diferidas ($\Delta P_{c+s+r+l}$), pode ser calculado da seguinte forma:

$$P_{m\infty}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r+l}(x) \quad (8.5)$$

em que $\Delta P_{c+s+r+l}$ representa a soma das perdas por fluência e retracção do betão, as perdas por relaxação do aço de pré-esforço e as perdas de força nos cordões de pré-esforço devido ao comportamento a longo prazo do agente de aderência que, no caso do agente usado, ocorre principalmente nos primeiros meses após a transmissão do pré-esforço para a laje (Capítulo 4).

Perdas por fluência do betão (ΔP_c):

$$\Delta P_c \approx \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(\infty, t_R) \cdot \sigma_{cp} \cdot A_p \quad (8.6)$$

em que σ_{cp} corresponde à tensão média de compressão na laje devido ao pré-esforço e é determinada com base numa largura média obtida da forma indicada na Figura 8.1 e na Exp. (8.7), considerando uma degradação das cargas num ângulo de 45° e com base na espessura da laje. $\varphi(\infty, t_R)$ é o coeficiente de fluência do betão entre a idade do betão no momento da transmissão do pré-esforço (t_R) e o infinito.

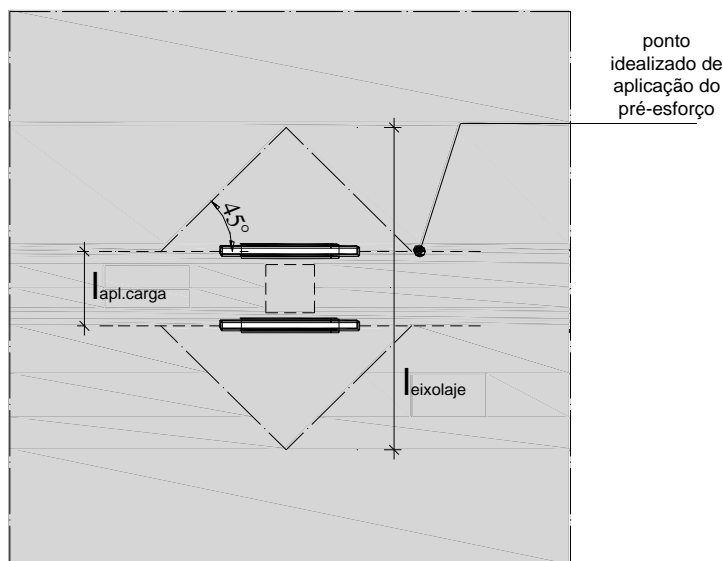


Figura 8.1 – Esquema para cálculo da largura média da distribuição de tensões.

$$l_{\text{médio}} = \frac{l_{\text{apl.carga}} + l_{\text{eixolaje}}}{2} \quad (8.7)$$

Perdas por retracção do betão (ΔP_s):

$$\Delta P_s \approx E_p \cdot \epsilon_{cs} \cdot A_p \quad (8.8)$$

em que ϵ_{cs} corresponde à extensão de retracção do betão entre a idade t_R e o infinito.

Perdas por relaxação do aço (ΔP_r):

$$\Delta P_r \approx (0.03 \text{ a } 0.06) \cdot P_{m0} \text{ para valores de } P_{m0} \text{ entre } 0.6 \text{ e } 0.7f_{pk}, \text{ respectivamente.} \quad (8.9)$$

Para valores de P_{m0} inferiores a $0.5f_{pk}$ desprezam-se as perdas por relaxação. Em relação às perdas a longo prazo devido ao agente de aderência (ΔP_i) verificou-se em média uma perda de força relativamente à inicial de cerca 13%, a qual se dá nos primeiros dois meses após a execução do reforço (Capítulo 4). Uma vez que as perdas ΔP_i dão-se nos primeiros dois meses, estas acabam por ocorrer mais rapidamente do que as restantes perdas (fluência e retracção do betão e relaxação do aço), pelo que se propõe que para os efeitos

do pré-esforço nos cálculos destas últimas, se use o valor de $(P_{m0}-\Delta P_I)$. O erro cometido ao somar as restantes perdas a longo prazo, em vez de as ponderar é pequeno e está do lado da segurança, uma vez que em grande parte das situações reais de reforço, o reforço é instalado quando tanto a fluência como a retracção já ocorreram na sua quase totalidade.

8.2.2.2 *Influência da deformação da laje no pré-esforço*

O valor da força no cordão de pré-esforço aumenta à medida que a laje se deforma até atingir a rotura ao punçoamento ou por flexão. O valor máximo desta força está limitado pelo comportamento do cordão em tracção e das suas ancoragens, que apresentam uma ductilidade considerável. Assim a força de pré-esforço no cordão após deformação da laje, na rotura por flexão ou por punçoamento desta (P_u) é dada por:

$$P_u = P_{m0} + \Delta P_u \text{ para } t=0 \quad (8.10)$$

$$P_u = P_{m\infty} + \Delta P_u \text{ para tempo infinito} \quad (8.11)$$

$$P_u \leq \begin{cases} \tau_{\max,d} \cdot \pi \cdot d_c \cdot l_a \\ A_p f_{pd} \end{cases} \quad (8.12)$$

em que:

- ΔP_u representa a variação de força no cordão;
- $\tau_{\max,d}$ representa o valor de cálculo da tensão de aderência máxima em arrancamento;
- $f_{pd} = f_{p0.1k}/\gamma_s$;
- l_a representa o comprimento de ancoragem.

Na Figura 8.2 está representada uma laje deformada.

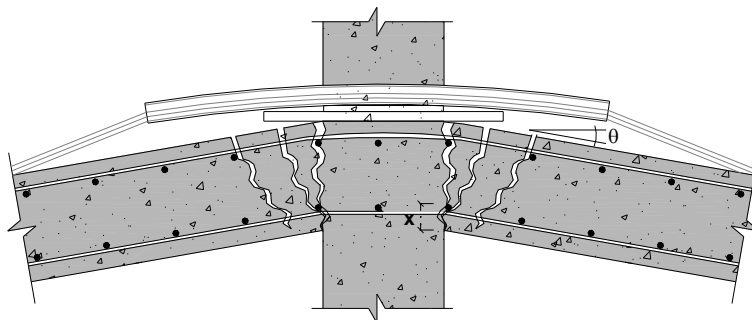


Figura 8.2 – Deformação da laje.

em que x representa a profundidade da linha neutra, calculada considerando que a armadura longitudinal superior não atinge a cedência, d_p a altura útil do cordão no eixo da laje e θ a rotação da laje.

O alongamento do cordão ($\Delta l_{\text{cordão}}$) devido à deformação da laje é dado pela Exp. (8.13):

$$\Delta l_{\text{cordão}} = \theta \cdot (d_p - x) - \Delta s = \frac{\Delta P_u}{E_p A_p} \frac{l_{\text{livre}}}{2} \quad (8.13)$$

em que Δs representa o escorregamento do cordão na ancoragem devido a ΔP_u e l_{livre} o comprimento livre do cordão. É possível determinar o valor de Δs usando as expressões apresentadas no Capítulo 4 (secção 4.8.1) no que diz respeito ao comportamento aderente adoptando a lei local média (Exps. (4.9) e (4.10))

Na Figura 8.3 o comportamento de um cordão aderente sujeito a arrancamento para diferentes comprimentos de ancoragem l_a até que se atinja a força máxima mobilizável por aderência, sendo que a partir deste ponto a força no cordão mantém-se para escorregamento de pelo menos até 10 mm (Capítulo 4). Foram consideradas as características mecânicas e geométricas do cordão indicadas no Quadro 4.3.

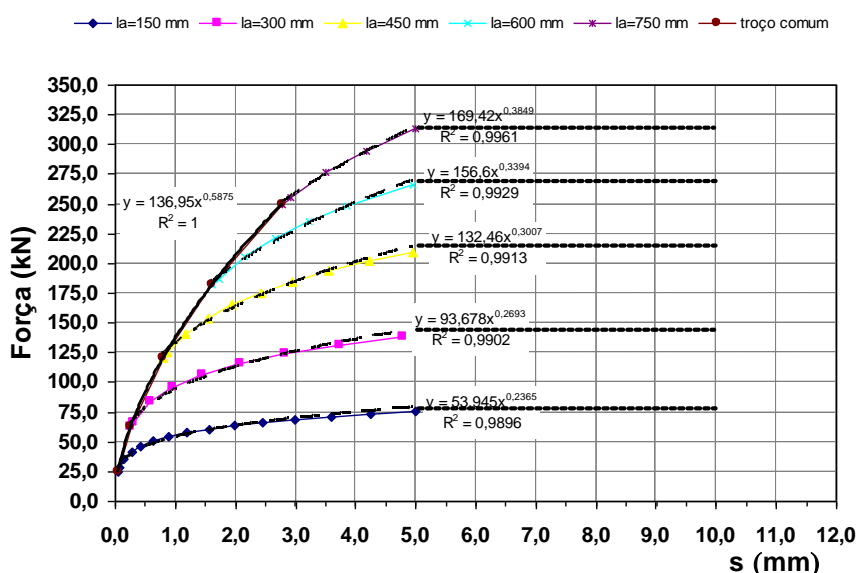


Figura 8.3 – Comportamento de um cordão sujeito a arrancamento.

Na Figura 8.3 constata-se que o comportamento dos diversos cordões (com vários l_a) tem um troço comum e que a partir de determinado ponto cada um deles tem um troço específico que varia com l_a . O troço comum é dado pelas Exps. (8.14) ou (8.15):

$$P_{\text{cordão}} \approx 137 \cdot s^{0.59} \quad (8.14)$$

ou

$$s \approx \left(\frac{P_{\text{cordão}}}{137} \right)^{1/0.59} \quad (8.15)$$

em que s representa o escorregamento em mm e $P_{\text{cordão}}$ em kN. Os restantes troços para cada caso individual indicados na Figura 8.3 são da seguinte forma:

$$P_{\text{cordão}} = a \cdot s^b \quad (8.16)$$

Interessa definir uma única função do tipo da Exp. (8.16), mas que permita traduzir o comportamento de um cordão sujeito a arrancamento para qualquer comprimento de ancoragem l_a , evitando a existência de uma expressão para cada caso, tornando mais fácil a análise de cada situação em concreto. Assim, pretende-se determinar a relação de a e b com l_a . Na Figura 8.4 relacionam-se os valores de a e b obtidos na Figura 8.3, com os respectivos comprimentos de ancoragem l_a , tendo-se obtido uma boa precisão com as expressões de aproximação resultantes, Exps. (8.17) e (8.18).

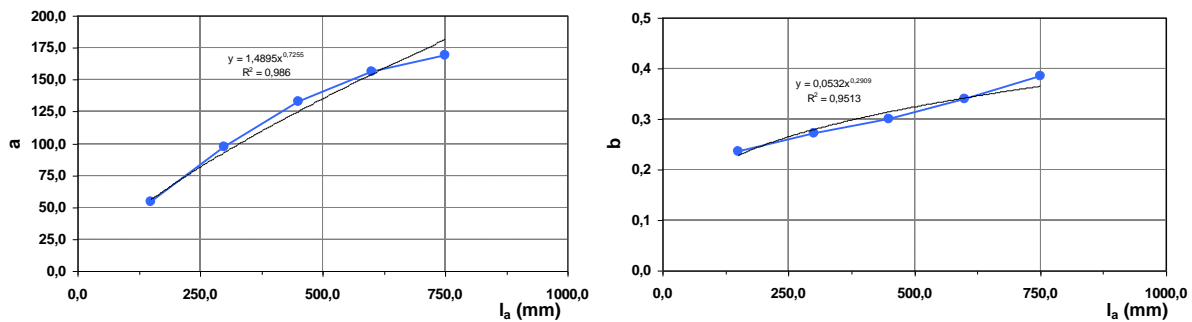


Figura 8.4 – Relação de a e b com l_a .

$$a \approx 1.5 \cdot l_a^{0.73} \quad (8.17)$$

$$b \approx 0.05 \cdot l_a^{0.29} \quad (8.18)$$

com l_a em mm. Portanto, a relação entre a força e o escorregamento para cada um dos casos é a dada pela Exp. (8.19), que pode ser usada até se atingir um escorregamento máximo s de pelo menos 5.0 mm. A relação entre s e $P_{\text{cordão}}$ é a apresentada nas Exps. (8.19) ou (8.20):

$$P_{\text{cordão}} \approx 1.5 \cdot l_a^{0.73} \cdot s^{0.05 \cdot l_a^{0.29}} \quad (8.19)$$

ou

$$s \approx \left(\frac{P_{\text{cordão}}}{1.5 \cdot l_a^{0.73}} \right)^{\frac{1}{0.05 \cdot l_a^{0.29}}} \quad (8.20)$$

A Exp. (8.15) é válida até que a Exp. (8.14) iguale a Exp. (8.19), ou seja, para um valor de força $P_{\text{cordão}}$ dependente de l_a . A partir deste ponto deve ser usada a Exp. (8.20). O valor desta força (denominada de força de transição) pode ser determinado através da Figura 8.5, em que se representa no eixo das ordenadas a força de transição retirada da Figura 8.3 e no eixo das abcissas o l_a correspondente.

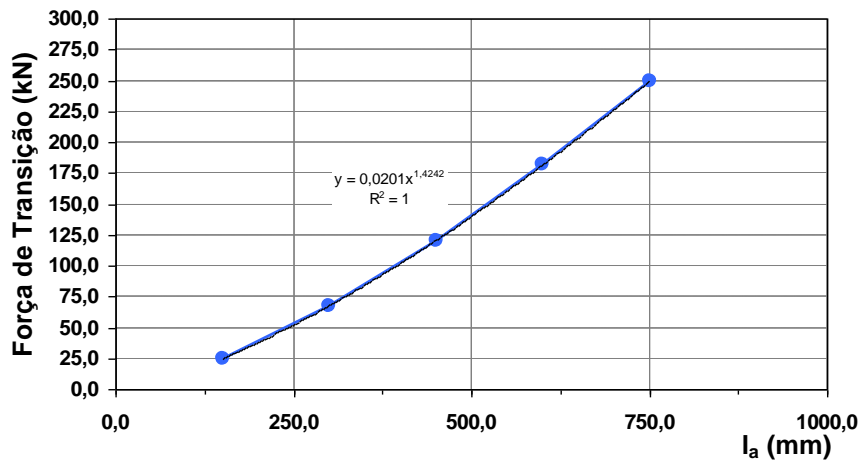


Figura 8.5 – Relação da força de transição com l_a .

A relação entre a força de transição e o comprimento de ancoragem l_a obtida foi de $0.02 \cdot l_a^{1.42}$. Então s pode ser expresso da seguinte forma (Exp. (8.21)):

$$s \approx \left\{ \begin{array}{ll} \left(\frac{P_{\text{cordão}}}{137} \right)^{\frac{1}{0.59}} & \text{se } P_{\text{cordão}} \leq 0.02 \cdot l_a^{1.42} \\ \left(\frac{P_{\text{cordão}}}{1.5 \cdot l_a^{0.73}} \right)^{\frac{1}{0.05 \cdot l_a^{0.29}}} & \text{se } P_{\text{cordão}} > 0.02 \cdot l_a^{1.42} \end{array} \right\} \quad (8.21)$$

Tendo em conta as Exps. (8.13) e (8.21) é possível determinar a variação de força da seguinte forma (Exp. (8.22)):

$$\frac{\Delta P_u}{E_p A_p} \frac{l_{live}}{2} = \theta \cdot (d_p - x) - \Delta s = \theta \cdot (d_p - x) - [s(P_u) - s(P_{ts})] \quad (8.22)$$

em que $P_{m0} \leq P_{ts} \leq P_{m\infty}$ em que P_{ts} é a força no instante t em que se está a estudar a influência do pré-esforço no escorregamento.

De seguida exemplifica-se a aplicação da metodologia descrita para o cálculo da força máxima no cordão nas lajes ensaiadas. No Quadro 8.1 apresentam-se os ângulos de rotação máximos das lajes na direcção do reforço (θ), as alturas úteis dos cordões no topo do pilar (d_p), a média das forças transmitidas ($\overline{P_{inicial}}$) e a média das forças finais ($\overline{P_{final}}$) após a deformação da laje em cada laje ensaiada:

Quadro 8.1 – Ângulos de rotação máximos, d_p , $\overline{P_{inicial}}$ e $\overline{P_{final}}$ experimentais.

Modelo	θ (rad)	d_p (m)	$\overline{P_{inicial}}$ (kN)	$\overline{P_{final}}$ (kN)
DF2	0.0174	0.139	44.2	80.5
DF3	0.0164	0.139	56.3	78.4
DF5	0.0171	0.159	58.9	86.9
DF6	0.0158	0.159	64.1	87.9

O resultado da aplicação da Exp. (8.22) com os valores indicados no Quadro 8.1 para cada uma das lajes (e com os valores de l_a e $l_{live}/2$ apresentados nos Quadros 5.2 e 5.3) está representado na Figura 8.6 cuja ordenada na origem corresponde a $\overline{P_{inicial}}$.

Verifica-se que os valores calculados para as forças nos cordões correspondentes às rotações obtidas nos ensaios no instante da rotura são sempre superiores aos valores experimentais, pelo que a formulação teórica permite obter valores que estão do lado da segurança. As razões para tal devem-se ao facto da previsão teórica para $\theta \cdot (d_p - x)$ dada pela Exp. (8.13) não ter em conta a existência de compressão devido ao pré-esforço e devido ao facto de existir uma variação da altura útil do cordão d_p .

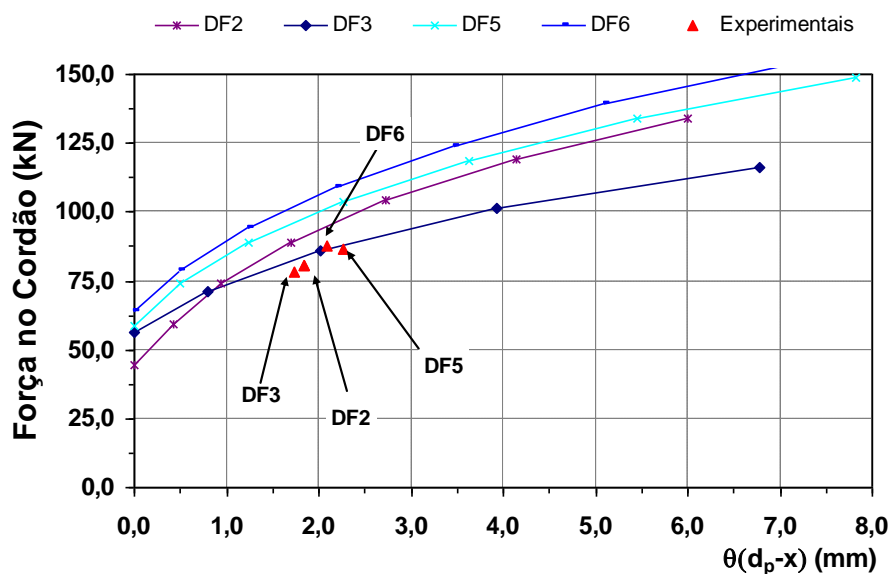


Figura 8.6 – Valores previstos e experimentais da força máxima nos cordões.

No Quadro 8.2 são indicados os valores experimentais e teóricos da carga final média em cada uma das lajes, verificando-se que a relação média entre estas é de 1.16 com um CV de 0.06.

Quadro 8.2 – Força final média em cada cordão.

Modelo	$\overline{P}_{\text{final}}$ (kN) - valor experimental	$\overline{P}_{\text{final}}$ (kN) - valor teórico	Relação entre o valor teórico e o valor experimental
DF2	80.5	91.7	1.14
DF3	78.4	83.3	1.06
DF5	86.9	103.1	1.20
DF6	87.9	107.6	1.22

Recomenda-se que o valor de θ a usar na Exp. (8.13) seja de 0.02. Para obter uma maior precisão no cálculo de θ pode ser aplicada a metodologia apresentada no Capítulo 5 relativa ao MC2010 [104].

8.2.3 Tensão de aderência de cálculo

Relativamente aos valores das tensões de aderência a usar no cálculo do sistema de reforço proposto foi já feita a sua determinação no Capítulo 4, tendo-se obtido valores de cálculo para $\tau_{\text{max,d}}=4.0$ MPa válida para $l_a/d_c \leq 75.0$ (situação de arrancamento).

Relativamente à fase de transmissão obteve-se $\tau_{trans,d}=2.3$ MPa válida para $l_t/d_c \leq 43.7$ e

$$\tau_{trans,d} = 4.45 - \frac{1420}{l_t} \quad (l_t \text{ em mm e } \tau_{trans,d} \text{ em MPa}) \text{ válida para } 43.7 < l_t/d_c \leq 90.0 \text{ (Exp. (4.28))}.$$

8.2.4 Aplicação a casos típicos de reforço

No Quadro 8.3 apresenta-se a aplicação dos conceitos descritos nas secções 8.2.2 e 8.2.3 em lajes de diversas espessuras. Pressupôs-se para estes casos uma inclinação do furo de 1/5 com 18 mm de diâmetro. O aço do cordão de pré-esforço usado para o reforço é o Y1860S7 ($f_{pk}=1860$ MPa, $f_{p0,1k}=1600$ MPa, $f_{pd}=1390$ MPa), com uma área nominal da secção transversal $A_p=139$ mm², um diâmetro nominal $d_c=15.2$ mm e um módulo de elasticidade nominal $E_p=195$ GPa. O comprimento aderente disponível ($l_a=l_t$) foi obtido tendo em conta as zonas iniciais e finais danificadas dos furos (cerca de 100 mm junto à face inferior da laje e com cerca de 170 mm junto à face superior da mesma, de acordo com o constatado no Capítulo 5) e um comprimento livre de 3000 mm. Considerou-se que no momento do reforço a maior parte da fluência e da retracção do betão já terá acontecido. Para as perdas por relaxação do aço dos cordões de pré-esforço considerou-se $\Delta P_r=0.03(P_{m0}-\Delta P_i)$. Admitiu-se ainda uma rotação da laje de $\theta=0.02$ rad até que esta atinja a rotura, uma altura útil dos cordões que passam junto ao pilar dada pela soma da espessura da laje com 50 mm e uma percentagem de armadura longitudinal de 1%.

Quadro 8.3 – Resultados da análise de vários casos de reforço.

h (mm)	$l_a=l_t$ (mm)	$\Delta P_i^{(1)}$ (kN)	$P_{m0}^{(2)}$ (kN)	$\Delta P_{c+s+r+l}^{(3)}$ (kN)	$P_{m\infty}^{(4)}$ (kN)	$\Delta P_u^{(5)}$ (kN)	$P_u^{(6)}$ (kN)
150	495	9.3	54.4*	7.1	47.3	47.2***	94.5***
200	750	9.3	91.4*	11.9	79.6	61.8	141.4
250	1005	9.3	145.6*	22.7	122.9	69.1***	191.9***
300	1260	9.3	189.0**	34.4	154.6	38.6****	193.2****

⁽¹⁾ perdas instantâneas-considerou-se um encurtamento de 1.0 mm em cada cordão; ⁽²⁾ valor da força após transmissão; ⁽³⁾ perdas a longo prazo; ⁽⁴⁾ força no cordão a longo prazo; ⁽⁵⁾ aumento da força no cordão devido à rotação da laje até esta atingir a rotura; ⁽⁶⁾ força no cordão após deformação da laje.

* valores limitados pela capacidade aderente na fase de transferência; ** valor limitado por $\min(0.75 f_{pk}; 0.85 f_{p0,1k})$; *** valor limitado pela capacidade aderente na fase de arrancamento; **** valor limitado pelo limite de elasticidade do cordão.

O valor de $P_{max,c}$ (que corresponde à força que deverá ser aplicada no cordão) deverá ser dado pela soma de P_{m0} com ΔP_i para cada caso e deverá respeitar o limite imposto pela Exp. (8.1) que resulta num valor de 200.2 kN, o que se confirma de acordo com os valores apresentados no Quadro 8.3 para P_{m0} e ΔP_i . Constata-se que na maior parte dos casos tanto o valor de P_{m0} como o de P_u está limitado pela capacidade aderente.

8.2.5 Combinações de acções e coeficientes parciais relativos aos materiais

8.2.5.1 Combinações de acções

As combinações usadas para a determinação dos efeitos das acções e o valor das mesmas devem ser as preconizadas na NP EN 1990 [148] e na NP EN 1991-1-1 [149], respectivamente. A combinação de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias (combinação fundamental) é a seguinte:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \psi_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8.23)$$

Em relação a situações de projecto acidentais a combinação deverá ser:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (8.24)$$

No caso de se referir a uma situação após a ocorrência de um acidente $A_d=0$, tal como é o caso de uma situação de pós-rotura por punçoamento, a contribuição dos cordões de pré-esforço fica do lado da resistência e não da acção, tal como exposto no Capítulo 6, pelo que $P=0$.

Em relação aos estados limites de utilização (para deformação e fendilhação - combinação quase-permanente) a combinação a usar é a seguinte:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8.25)$$

em que:

- $\gamma_{G,j} G_{k,j}$ - valor de cálculo das acções permanentes;
- $\gamma_P P$ - valor de cálculo da acção de pré-esforço;
- $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ - valor de cálculo da acção variável base da combinação;
- $\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ - valor de cálculo dos valores de combinação das acções variáveis acompanhantes;
- $G_{k,j}$ - valor característico das acções permanentes;

- P - valor representativo de uma acção de pré-esforço;
- A_d - valor de cálculo de uma acção de acidente;
- $Q_{k,1}$ - valor característico da acção variável de base da combinação;
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ - valor quase permanente das acções variáveis;
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ - valor de combinação das acções variáveis.

Em relação à acção do fogo, devem ser seguidas as regras preconizadas nas normas NP EN 1990 [148] e NP EN 1992-1-2 [151]. De referir que esta acção pode não ser condicionante em termos de dimensionamento do reforço, uma vez que a verificação da segurança em relação à acção do fogo é considerada como acção de acidente de acordo com a NP EN 1992-1-2 [151], pelo que a estrutura existente, excluindo o reforço, pode por si só ser capaz de garantir as condições de segurança.

8.2.5.2 Coeficientes parciais relativos aos materiais

No que diz respeito aos coeficientes parciais relativos aos materiais, a norma NP EN 1992-1-1 [150] indica os apresentados no Quadro 8.4.

Quadro 8.4 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos.

Situação de projecto	$\gamma_c^{(1)}$ para betão	$\gamma_s^{(2)}$ para aço de armaduras para betão armado	$\gamma_s^{(2)}$ para aço de armaduras de pré-esforço
Persistentes	1.5	1.15	1.15
Transitórias			
Acidentais	1.2	1.0	1.0

⁽¹⁾ coeficiente parcial de segurança relativo ao betão; ⁽²⁾ coeficiente parcial de segurança relativo às armaduras para betão armado e ao aço de pré-esforço.

8.2.6 Verificação da segurança aos estados limites últimos

A verificação da segurança em relação à rotura por punçoamento pode ser efectuada de acordo com a NP EN 1992-1-1 [150]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (8.26)$$

O valor de $V_{Rd,c}$ é obtido através da Exp. (5.1). Tendo em conta o referido anteriormente relativamente ao carácter estimativo da Exp. (8.13), a verificação ao ELU de rotura por punçoamento deverá ser feita tendo em conta a força nos cordões após perdas de

pré-esforço ($P_{m\infty}$). Convém lembrar que Ramos [229] propôs que para que os cordões de pré-esforço sejam eficazes, no que diz respeito ao punçoamento, estes deverão estar afastados no máximo $d_p/2$ (em que d_p corresponde à altura útil do cordão de pré-esforço) da face do pilar (Figura 5.8) para que possam ser contabilizados no aumento da capacidade de carga das lajes ao punçoamento. A aplicação desta regra à técnica de reforço proposta neste trabalho pode ser traduzida da forma indicada na Figura 8.7, em que o eixo do cordão deverá estar afastado no máximo de $0.50 h$ da face do pilar (em que h corresponde à espessura da laje).

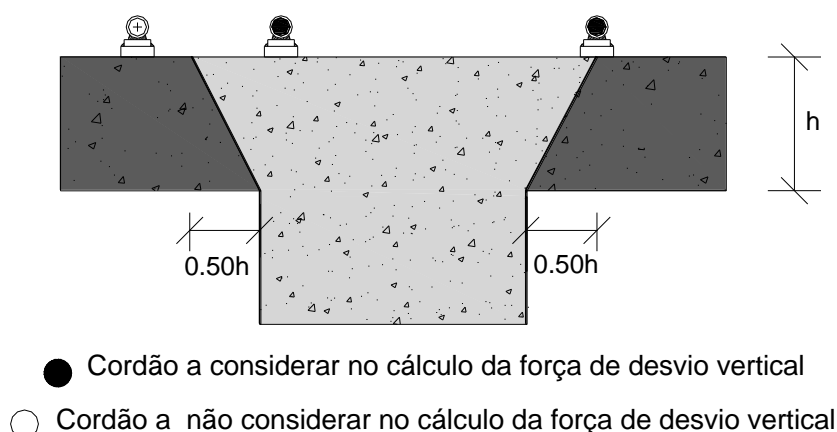


Figura 8.7 – Cordões cuja força vertical de desvio pode ser contabilizada no aumento da capacidade de carga de punçoamento.

Deve ser efectuada a verificação em relação ao estado limite último de resistência à flexão tendo em conta as acções incluindo os efeitos do pré-esforço. A resistência à flexão é limitada pelas armaduras ordinárias existentes na laje e pela qualidade do betão.

8.2.7 Verificação da segurança em relação ao pós-colapso

No Capítulo 6 verificou-se que tanto a expressão de Rasmussen como o modelo proposto permitem estimar correctamente a carga máxima de pós-rotura ao punçoamento. De facto, a carga máxima de pós-rotura, caso os cordões passem junto ao pilar, é limitada pela capacidade promovida pelo efeito ferrolho dos cordões (Exp. (6.1)) e pela componente vertical da força correspondente à força de rotura das armaduras superiores que atravessam o pilar (Exp. (6.4)). Além disso, a carga máxima de pós-rotura é também limitada pela força de desvio máxima que é possível desenvolver a partir dos cordões de pré-esforço, que está limitada pela capacidade aderente e pela capacidade resistente dos cordões. Assim, neste caso, a carga máxima de pós-rotura ao punçoamento pode ser dada pela Exp. (8.27):

$$V_{Ed,PR} \leq V_{PR,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \sum \phi_s^2 \sqrt{f_{pd} \cdot f_{cd}} \\ \sum (\sin(\alpha) \cdot A_s \cdot f_{yd}) \\ \sum \tau_{\max,d} \cdot \pi \cdot d_c \cdot l_a \cdot \tan \alpha_c \\ \sum A_p \cdot f_{pd} \cdot \tan \alpha_c \end{array} \right. \quad (8.27)$$

em que em que $V_{Ed,PR}$ é o valor de cálculo da força transmitida ao pilar, $V_{PR,d}$ é o valor de cálculo previsto para a carga de pós-rotura por punçoamento, ϕ_s é o diâmetro equivalente correspondente a igual valor para a área da secção transversal do cordão de pré-esforço, f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço dos varões da armadura longitudinal, f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos (150x300 mm²), α corresponde ao ângulo de desvio dos varões (com a horizontal), A_s a área da secção transversal do varão, $\tau_{\max,d}$ a tensão de aderência máxima de cálculo em arrancamento, d_c o diâmetro do cordão, l_a o comprimento de ancoragem, A_p a área da secção transversal do cordão, $f_{pd}=f_{p0.1k}/\gamma_s$ e α_c o ângulo da inclinação do cordão (tomado simplifadamente como o ângulo da inclinação do furo).

Para aplicação da Exp. (8.27), o somatório é estendido a todos os varões ancorados para ambos os lados do pilar e que passem entre os varões da armadura longitudinal do pilar, sendo que um varão que atravessasse o pilar e se encontre amarrado na laje nas suas duas extremidades conta duas vezes. Para as restantes parcelas, que dizem respeito unicamente aos cordões de pré-esforço, cada um dos somatórios é estendido a todos os cordões que estejam ancorados em ambos os lados do pilar, sendo que um cordão que esteja ancorado nas suas duas extremidades é contabilizado duas vezes. Ainda em relação à Exp. (8.27), importa referir que se deve adoptar um valor médio do ângulo de desvio das armaduras longitudinais superiores posicionadas perpendicularmente aos cordões de reforço de 29° no caso de lajes reforçadas unidireccionalmente e de 24° no caso de lajes reforçadas bidireccionalmente. No cálculo da resistência pós-colapso dada por esta parcela apenas devem ser consideradas as armaduras longitudinais superiores que sejam perpendiculares aos cordões de reforço, uma vez que poderá ser difícil determinar em obra se as restantes armaduras longitudinais são as de menor ou maior altura útil, podendo portanto, não contribuir para efeitos de pós-rotura.

No caso dos cordões passarem sobre o pilar, a resistência pós-colapso é limitada pela capacidade promovida pelo efeito ferrolho dos cordões e pela força de desvio máxima que é possível desenvolver a partir dos cordões de pré-esforço, a qual está limitada à capacidade

aderente e à capacidade resistente dos cordões, excluindo-se assim, a segunda parcela da Exp. (8.27).

Propõe-se que neste caso se use a combinação de acções correspondente a situações de projecto acidentais (Exp. (8.24)) e os correspondentes coeficientes parciais indicados no Quadro 8.4.

8.2.8 Estados limites de utilização

Nesta secção expõem-se as disposições relativas ao estado limite de deformação e de fendilhação. Relativamente ao estado limite de fendilhação, deve ser adoptada a metodologia de cálculo da abertura de fendas ou de limitação de tensões nas armaduras longitudinais ordinárias descrita na NP EN 1992-1-1 [150], tendo em conta a classe de exposição ambiental. No que diz respeito ao estado limite de deformação devem também ser respeitadas as limitações impostas naquela norma, ou seja, limitação da flecha a um valor de vão/250 para a combinação quase permanente tendo em conta os efeitos da fendilhação e da fluência, e limitação da flecha a vão/500, também para a combinação quase permanente, mas para as deformações que ocorrem após a construção de elementos não estruturais susceptíveis de serem danificados. Para o cálculo das deformações instantâneas (a_0 a t_0) e a tempo infinito (a_∞ a t_∞) adoptam-se as seguintes expressões (Exps. (8.28) e (8.29)) [182]:

$$a_0 = \xi a_{II0} + (1 - \xi) a_{I0} \quad (8.28)$$

$$a_\infty = (1 + \varphi) [\xi a_{II\infty} + (1 - \xi) a_{I\infty}] \quad (8.29)$$

em que a_I e a_{II} são as deformações em estado não fendilhado e em estado fendilhado, respectivamente, calculadas com base na secção homogeneizada tendo ou não em conta o coeficiente de fluência caso sejam deformações instantâneas (a_{I0} e a_{II0}) ou a tempo infinito ($a_{I\infty}$ e $a_{II\infty}$), ξ é designado de factor de distribuição e que corresponde à percentagem do elemento de betão armado que tem um comportamento semelhante ao de uma secção fendilhada e φ é o coeficiente de fluência do betão. O cálculo de a_{I0} , a_{II0} , $a_{I\infty}$ e $a_{II\infty}$ pode ser determinado da seguinte forma [182]:

$$a_{I0} = a_c (I_c / I_{I0}) \quad (8.30)$$

$$a_{II0} = a_c(I_c/I_{II0}) \quad (8.31)$$

$$a_{I\infty} = a_c(I_c/I_{I\infty})(1+\varphi(\infty, t_0)) \quad (8.32)$$

$$a_{II\infty} = a_c(I_c/I_{II\infty})(1+\varphi(\infty, t_0)) \quad (8.33)$$

em que I_c é a inércia da secção bruta de betão, I_{I0} e I_{II0} são os momentos de inércia da secção homogeneizada não fendilhada e fendilhada, respectivamente, usando o coeficiente de homogeneização dado pela relação entre E_s/E_{cm} e $I_{I\infty}$ e $I_{II\infty}$ são os momentos de inércia da secção homogeneizada não fendilhada e fendilhada, respectivamente, usando o coeficiente de homogeneização dado pela relação entre $(1+\varphi(\infty, t_0))E_s/E_{cm}$. Desta forma é possível determinar a relação entre as deformadas a_0 e a_∞ e a deformada elástica a_c , que é determinada tendo em conta a secção bruta de betão. Quando as deformadas são calculadas usando uma análise numérica considerando o comportamento elástico-linear dos materiais, obtendo-se portanto a_c , é necessário multiplicar estas deformadas pelo quociente entre a_0/a_c e a_∞/a_c conforme se pretenda calcular as deformadas instantâneas ou a tempo infinito, respectivamente. Caso se pretenda calcular a deformada num instante $t_0 < t < t_\infty$ basta usar nas expressões anteriores o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ para o cálculo da deformada no instante t . Para o cálculo de a_0 e a_∞ adoptam-se as Exps. (8.28) e (8.29) com base nas características das secções determinantes, que correspondem às secções de maiores momentos, as quais coincidem com as secções de maiores curvaturas de flexão [182], que aplicando ao caso de um vão com continuidade, obtém-se a_0 e a_∞ fazendo a média dos valores calculados com base nas características das secções dos apoios e a meio-vão. A determinação dos momentos de inércia podem ser feita com a ajuda de tabelas apresentadas por Lúcio [182].

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \text{ com:}$$

$$\beta = \begin{cases} 1.0 & \text{para um único carregamento de curta duração} \\ 0.5 & \text{para cargas repetidas ou de longa duração} \end{cases} \quad (8.34)$$

M_{cr} é o momento de fendilhação da secção de betão;

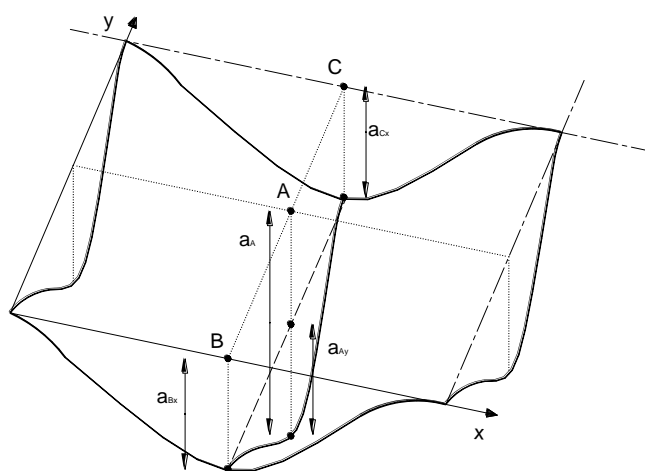
M_{qp} é o momento actuante na secção calculado com base na combinação quase permanente de acções;

Em zonas não fendilhadas $\xi=0$.

No caso de lajes fungiformes, as deformadas devem ser verificadas de acordo com a Figura 8.8. O cálculo da deformada no centro da laje é determinado nos dois alinhamentos de bandas que atravessem o ponto central (A), um na direcção de x e outro na direcção de y. As deformadas relativas resultantes serão diferentes pelo que a deformada poderá ser calculada com base na média dos dois valores obtidos. A título de exemplo, o valor de a_{Ay} na direcção y é obtido pela Exp. (8.35).

$$a_{Ay} = a_A - 1/2 (a_{Bx} + a_{Cx}) \quad (8.35)$$

Na direcção x faz-se da mesma forma, para depois se fazer a média dos dois valores.



a_{Bx} - deformação em B na direcção de x;
 a_{Cx} - deformação em C na direcção de x;
 a_A - deformação total em A na direcção de y;
 a_{Ay} - deformação relativa no ponto A na direcção de y.

Figura 8.8 – Cálculo simplificado de deformações em lajes.

Quando se adopta uma análise elástica-linear de elementos finitos, o que se propõe é que se use uma única relação tanto para a_0/a_c como para a_∞/a_c . Propõem-se então que estas relações sejam obtidas com base na média das relações a_0/a_c e a_∞/a_c aplicando as Exps. (8.28) e (8.29) para cada uma das bandas tendo em conta as secções determinantes para cada uma delas. Os valores a adoptar para a laje deverão ser obtidos pela média das relações calculadas para cada uma das bandas de bordo e para as bandas que passam pelo centro da laje nas direcções x e y (Figura 8.8).

Um aspecto relevante é o do comportamento em descarga da laje, quando da aplicação das forças de desvio do pré-esforço. Na Figura 8.9 representa-se o comportamento do betão armado quando sujeito a um aumento ou diminuição no carregamento.

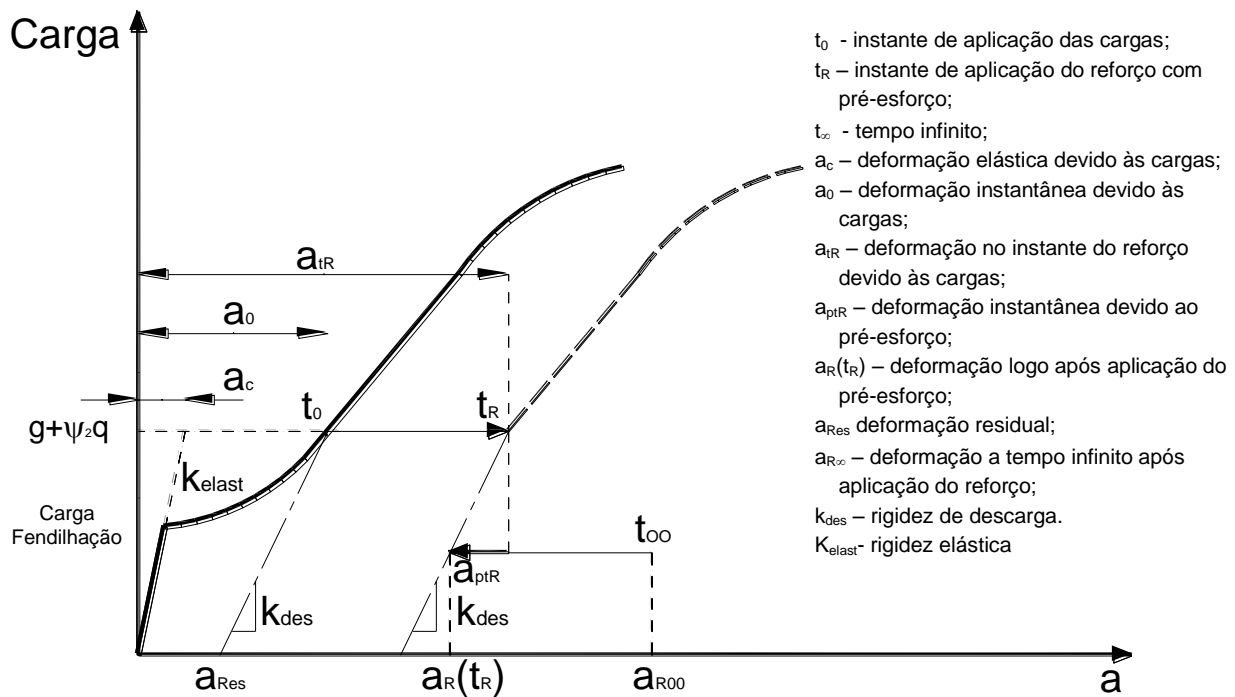


Figura 8.9 – Comportamento em carga e descarga de um elemento em betão armado.

Ghali *et al.* [113] e Laurencet *et al.* [177] afirmam com base em resultados experimentais que o valor da deformação residual após descarga de um elemento de betão armado a_{Res} é cerca de metade do valor de $(a_0 - a_c)$, permitindo assim calcular a rigidez em descarga para uma laje tendo em conta as suas características, nomeadamente o nível de fendilhação, a quantidade de armadura longitudinal e o tipo de betão. Assim, conhecendo a relação a_0/a_c é possível relacionar a rigidez em descarga com a rigidez do betão não fendilhado, isto é, a rigidez elástica, através da Exp. (8.36):

$$\frac{k_{\text{des}}}{k_{\text{elast}}} = \frac{2}{a_0/a_c + 1} \quad (8.36)$$

Como se pode verificar, a rigidez em descarga é consideravelmente inferior à rigidez elástica, pelo que a introdução de pré-esforço terá um impacto importante na redução das deformações. Na Figura 8.10 apresentam-se os resultados de vários ensaios de punçoamento de lajes realizados por Inácio [147]. Numa primeira fase as lajes foram previamente carregadas até uma carga de cerca de 60% da sua carga de rotura (sem reforço) e descarregadas para logo de seguida serem reforçadas com parafusos ancorados nas suas extremidades à laje. Com base nestes ensaios foi possível retirar a rigidez em

descarga (k) e relacioná-la com a rigidez elástica determinada com base num modelo de elementos finitos considerando comportamento elástico linear do betão, usando o programa SAP 2000 [247]. As lajes tinham 120 mm de espessura e o valor da rigidez elástica obtido foi de 140 kN/mm para o deslocamento apresentado na Figura 8.10 usando o modelo em SAP 2000 [247].

Quadro 8.5 – Cálculo da rigidez em descarga k .

Modelo	$a_0^{(1)}$ (mm)	Força correspondente a a_0 (kN)	$a_{res}^{(2)}$ (mm)	Força correspondente a a_{res} (kN)	k_{des} (kN/mm)
M6S	3.4	160	1.2	14	66.4
M6SE	3.7	150	1.0	13	50.7
M8S	3.2	150	1.3	13	72.1
M8SE	3.6	132	1.3	13	51.7

⁽¹⁾ valor do deslocamento instantâneo; ⁽²⁾ valor do deslocamento residual.

De acordo com os ensaios verifica-se que a rigidez na descarga (k_{des} na Figura 8.10 e no Quadro 8.5) é em média cerca de 43% da rigidez elástica.

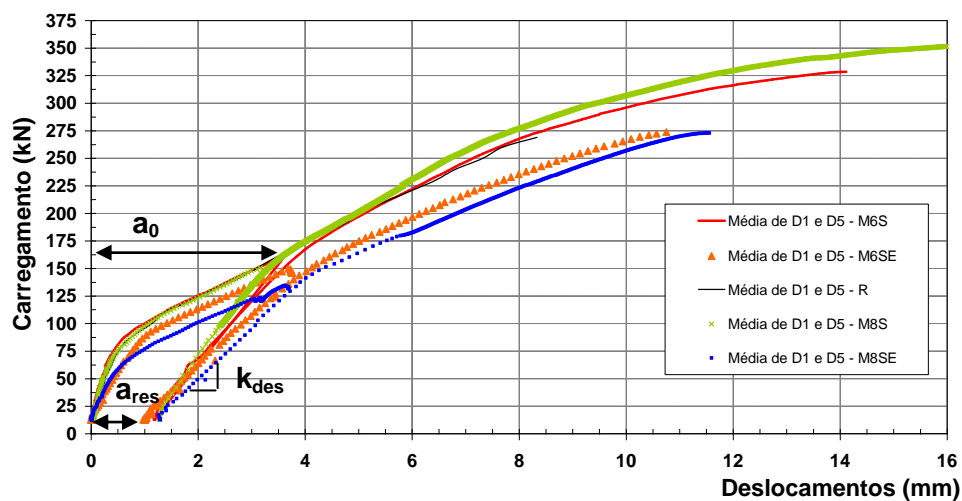


Figura 8.10 – Resultados dos ensaios de punção de Inácio [147].

Tendo em conta as características das lajes ensaiadas, usando a Exp. (8.28) e recorrendo às tabelas apresentadas por Lúcio [182] verifica-se que a relação a_0/a_c é de cerca de 3.3, pelo que aplicando a Exp. (8.36) obtém-se uma rigidez em descarga de cerca de 46% da rigidez elástica, coincidindo com os resultados obtidos experimentalmente (Figura 8.10 e Quadro 8.5).

No caso de no instante do reforço a deformação por fluência do betão ser desprezável as deformadas num instante t podem ser calculadas da seguinte forma:

$$a_R(t) = a_t - a_{ptR}(t - t_R) \quad \text{para } t > t_R \quad (8.37)$$

$$a_{R\infty} = a_\infty - a_{ptR}(t_\infty - t_R), \quad t = t_\infty \quad (8.38)$$

No instante de aplicação do reforço, para $t = t_R$:

$$a_R(t_R) = a_{tR} - a_{ptR} \quad (8.39)$$

Se no instante de aplicação do reforço já se tiver dado a maior parte da fluência, temos:

$$a_{R\infty} = a_\infty - a_{ptR} \quad (8.40)$$

em que:

- $a_R(t)$ é o valor da deformada no instante $t > t_R$ após aplicação do reforço;
- a_t é o valor da deformada no instante $t > t_R$ devido às cargas actuautes, calculado com $\varphi(t, t_0)$;
- $a_{ptR}(t - t_R)$ é o valor da deformada no instante $t > t_R$ devido à aplicação do reforço no instante $t = t_R$ calculado com $\varphi(t, t_R)$;
- $a_{R\infty}$ é o valor da deformada no instante $t = \infty$ após aplicação do reforço;
- a_∞ é o valor da deformada no instante $t = \infty$ devido às cargas actuautes calculado com $\varphi(\infty, t_0)$;
- $a_{ptR}(t_\infty - t_R)$ é o valor da deformada no instante $t = \infty$ devido à aplicação do reforço no instante $t = t_R$ calculado com $\varphi(\infty, t_R)$;
- $a_R(t_R)$ é o valor da deformada no instante $t = t_R$ logo após aplicação do reforço;
- a_{tR} é o valor da deformada no instante $t = t_R$ devido às cargas actuautes calculado com $\varphi(t_R, t_0)$;
- a_{ptR} é o valor da deformada instantânea devido à aplicação do reforço.

Como exemplo, $\varphi(t, t_R)$ corresponde ao valor do coeficiente de fluência entre os instantes t e t_R . As expressões anteriores têm por base que para o cálculo das deformadas a longo prazo é válido o princípio da sobreposição de efeitos. Para a quantificação da deformação

devido ao reforço, tratando-se de uma acção de descarga, deve ser usada a rigidez na descarga, quantificada como referido anteriormente.

8.3 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

8.3.1 Descrição do caso de estudo

O caso de estudo aqui apresentado consiste num edifício com um piso térreo, um piso elevado destinado a escritórios e uma cobertura. No entanto, uma vez que se pretende demonstrar um exemplo de aplicação do sistema de reforço apresentado neste trabalho, apenas se procede ao reforço da laje do piso intermédio. A laje estudada apresenta uma geometria rectangular em planta, com dimensões de 34.50x17.00 m² e uma espessura de 250 mm. A laje apoia directamente em dois pilares interiores e em vigas interiores e no seu bordo, as quais por sua vez são apoiadas em pilares e paredes resistentes que descarregam as cargas em fundações directas. Os materiais que constituem o betão armado da laje são um betão da classe de resistência C25/30 e armaduras longitudinais ordinárias de aço do tipo A400NR. A estrutura está representada na Figura 8.11.

Como se pode observar na Figura 8.11, existem vãos com esbeltezas $l/h=34$. O sistema de reforço será aplicado à laje junto aos pilares P1 e P2 indicados na Figura 8.11.

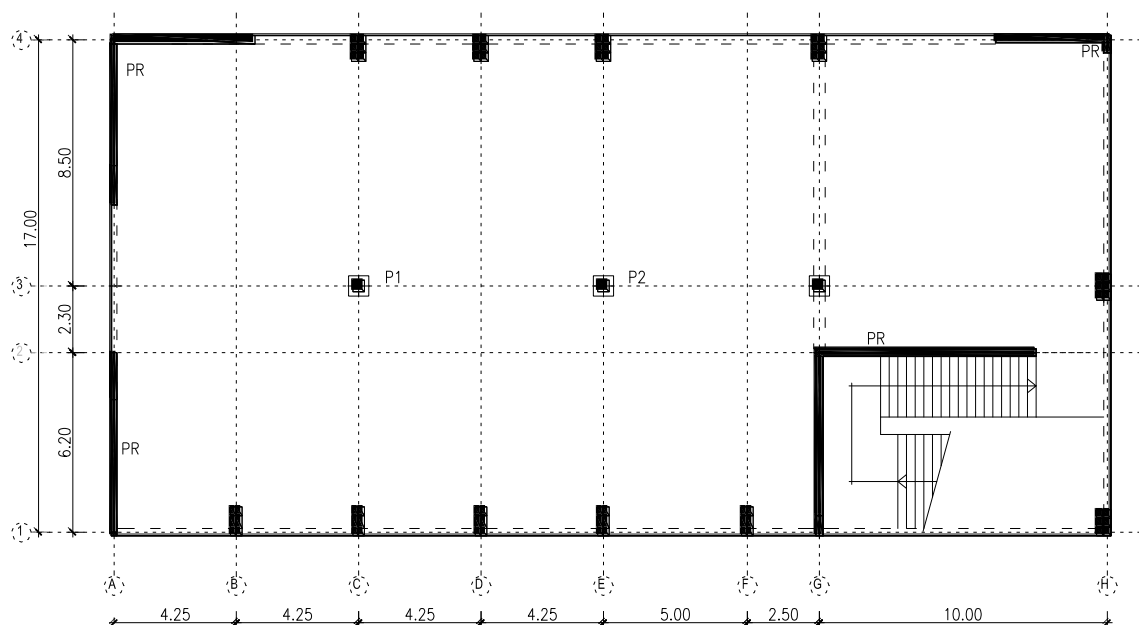


Figura 8.11 – Planta da laje do caso de estudo. (desenho sem escala e dimensões em m)

8.3.2 Acções, combinações e modelo numérico de análise da estrutura

Tal como referido anteriormente a laje que serve de exemplo prático corresponde a uma laje de piso utilizada como escritórios. De acordo com a NP EN 1991-1-1 [149], o valor característico da sobrecarga a aplicar é de 3 kN/m^2 com valores dos coeficientes ψ de $\psi_0=0.7$, $\psi_1=0.5$ e $\psi_2=0.3$. O valor nominal do peso volúmico do betão armado é de 25 kN/m^3 . Foi considerada uma restante carga permanente de 3 kN/m^2 , correspondente a revestimentos de pavimentos e tectos e a paredes divisórias interiores. Para paredes exteriores foi considerada uma carga distribuída de 10 kN/m . Os coeficientes parciais das acções considerando acções permanentes e variáveis desfavoráveis são de $\gamma_{G,i}=1.35$ e $\gamma_{Q,i}=1.5$, respectivamente, de acordo com a NP EN 1990 [148]. O valor do coeficiente parcial da acção de pré-esforço γ_p é de 1.0 de acordo com a NP EN 1992-1-1 [150]. Em relação aos coeficientes parciais dos materiais são adoptados os apresentados no Quadro 8.4. Foram aplicadas as combinações de acções indicadas na secção 8.2.5.

Os pilares P1 e P2 têm as mesmas dimensões em planta, apresentando dimensões de $0.70 \times 0.70 \text{ m}^2$ no troço inferior e $0.40 \times 0.40 \text{ m}^2$ no troço superior. Para o estudo da laje foi feito um modelo de elementos finitos no programa SAP 2000 [247] apresentado na Figura 8.12. Os elementos usados são, em geral, quadrados com dimensão máxima de 0.50 m de lado, sendo a malha mais apertada junto aos pilares, tendo em conta que naquelas zonas há uma maior concentração de esforços. Para efeitos do cálculo dos esforços para a verificação dos estados limites últimos foi desprezada a rigidez à torção dos elementos, de forma a equilibrar as cargas aplicadas apenas por flexão da laje, enquanto para a determinação das deformações foi tida em conta a rigidez à torção das lajes.

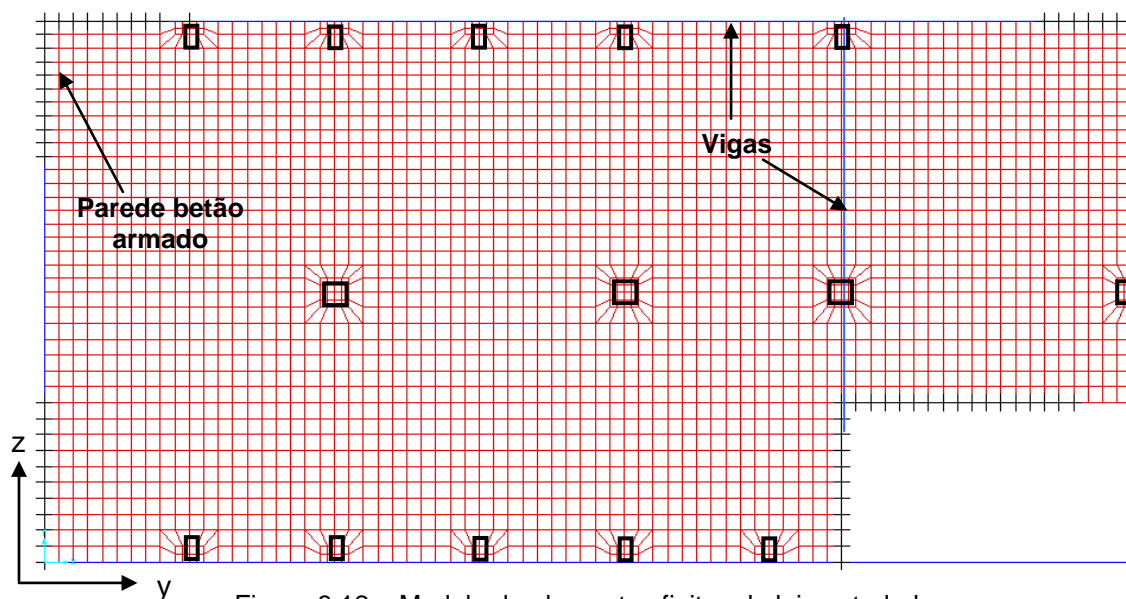


Figura 8.12 – Modelo de elementos finitos da laje estudada.

As armaduras longitudinais superiores e inferiores na zona da intervenção do reforço estão representadas nas Figuras 8.13 e 8.14.

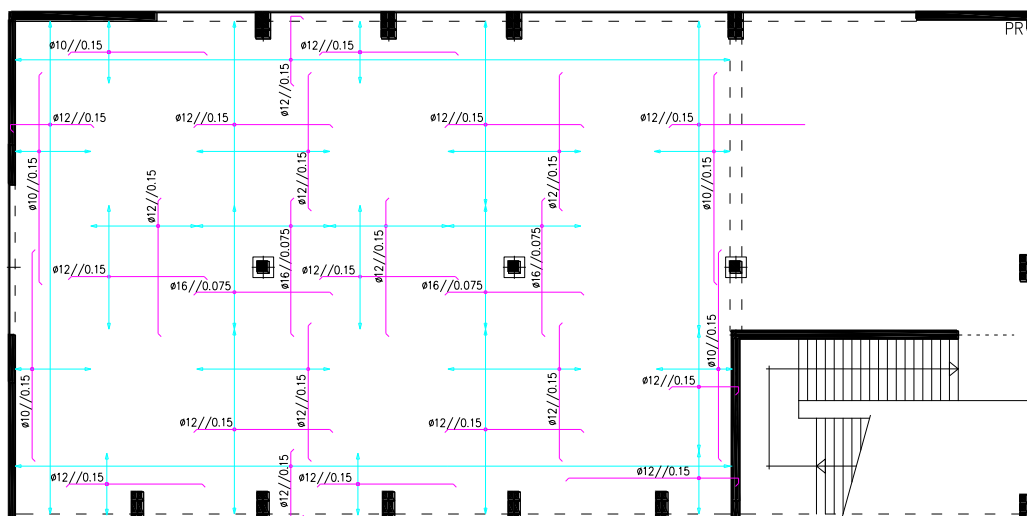


Figura 8.13 – Armaduras longitudinais superiores.

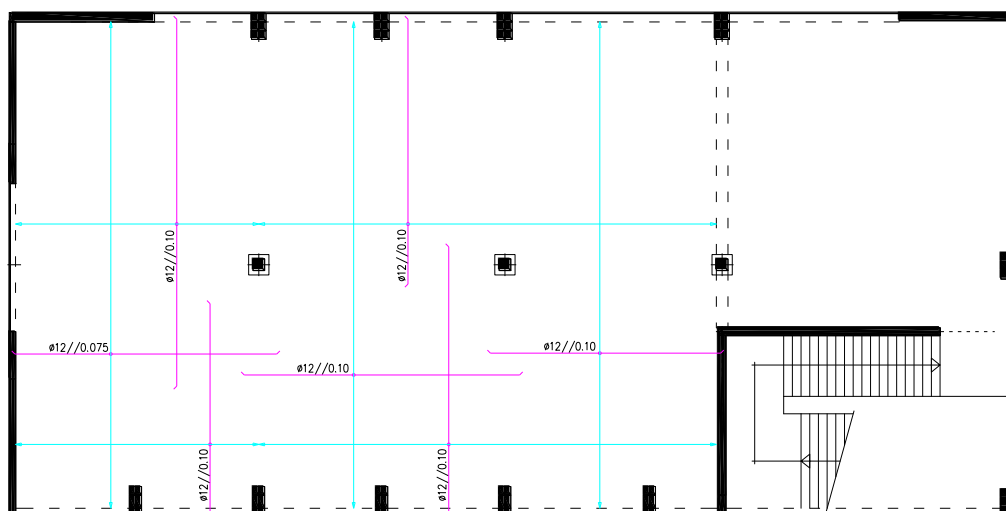


Figura 8.14 – Armaduras longitudinais inferiores.

8.3.3 Verificação da segurança da estrutura existente

8.3.3.1 Estado limite de resistência ao punçoamento

No Quadro 8.6 são apresentados os esforços actuantes e resistentes de punçoamento antes do reforço, calculados com base nas combinações apresentadas anteriormente e com base na formulação apresentada na secção 5.3.1 relativamente à NP EN 1992-1-1 [150]. Como se verifica a partir do Quadro 8.6, em nenhum dos casos está verificada a segurança

em relação a este estado limite último, uma vez que $V_{Rd,c} < V_{Ed}$. Neste exemplo apenas se considera na combinação as cargas gravíticas.

Quadro 8.6 – Esforços de punçoamento na fase antes do reforço.

Pilar	$V_{Ed,x}^{(1)}$ (kN)	$ M_{Edy} ^{(2)}$ (kNm)	$ M_{Edz} ^{(3)}$ (kNm)	$\beta^{(4)}$	$V_{Ed}^{(5)}$ (kN)	$V_{Rd,c}^{(6)}$ (kN)
P1	1451.2	16.9	119.9	1.10	1595.0	833.9
P2	1146.1	3.3	57.2	1.06	1214.1	833.9

⁽¹⁾ valor de cálculo da força de punçoamento; ⁽²⁾ valor de cálculo do momento transmitido ao pilar na direcção y; ⁽³⁾ valor de cálculo do momento transmitido ao pilar na direcção z; ⁽⁴⁾ coeficiente que tem em conta a excentricidade da força de punçoamento [150]; ⁽⁵⁾ valor de cálculo da força de punçoamento actuante [150]; ⁽⁶⁾ valor de cálculo do esforço resistente ao punçoamento sem armaduras específicas de punçoamento [150].

8.3.3.2 Estado limite de resistência à flexão

Relativamente ao estado limite de resistência à flexão apresenta-se aqui a análise dos momentos sobre os pilares P1 e P2, onde as percentagens médias de armadura longitudinal superior são de 1.3% (Figura 8.13). De acordo com a quantidade de armadura e tipo de aço e da classe de resistência do betão existente obtém-se um valor de momento resistente negativo de cerca de 163 kNm/m. Com base nos resultados do modelo de elementos finitos apresentados nas Figuras 8.15 e 8.16, verifica-se que os momentos actuantes sobre os pilares são sempre superiores aos momentos resistentes.

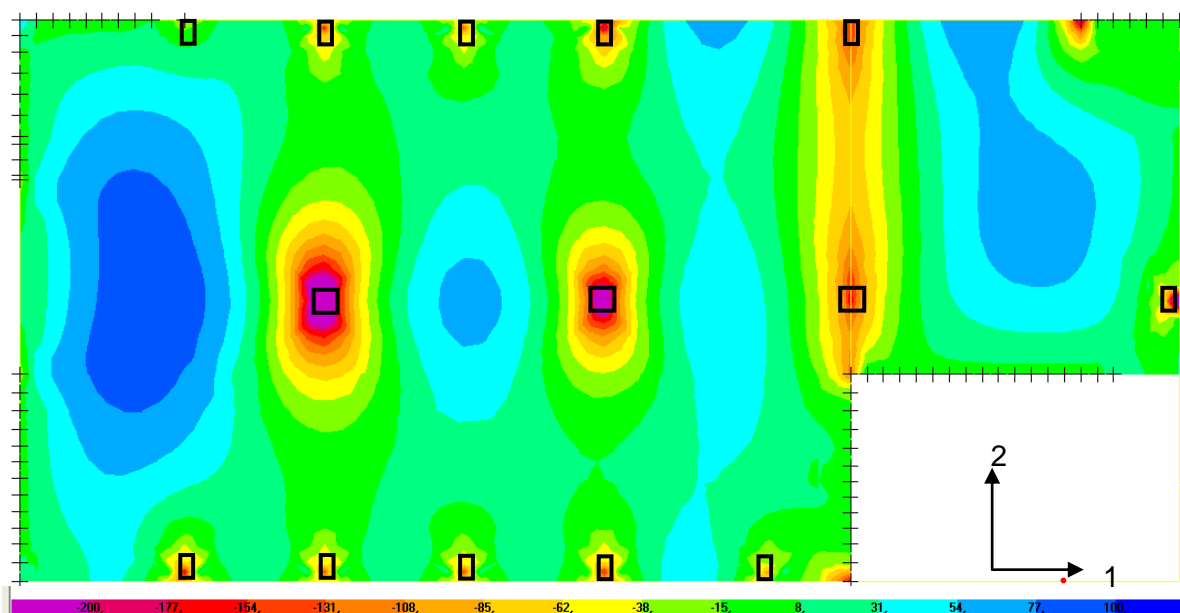


Figura 8.15 – Momentos m_{11} para a combinação fundamental de acções (kNm/m).

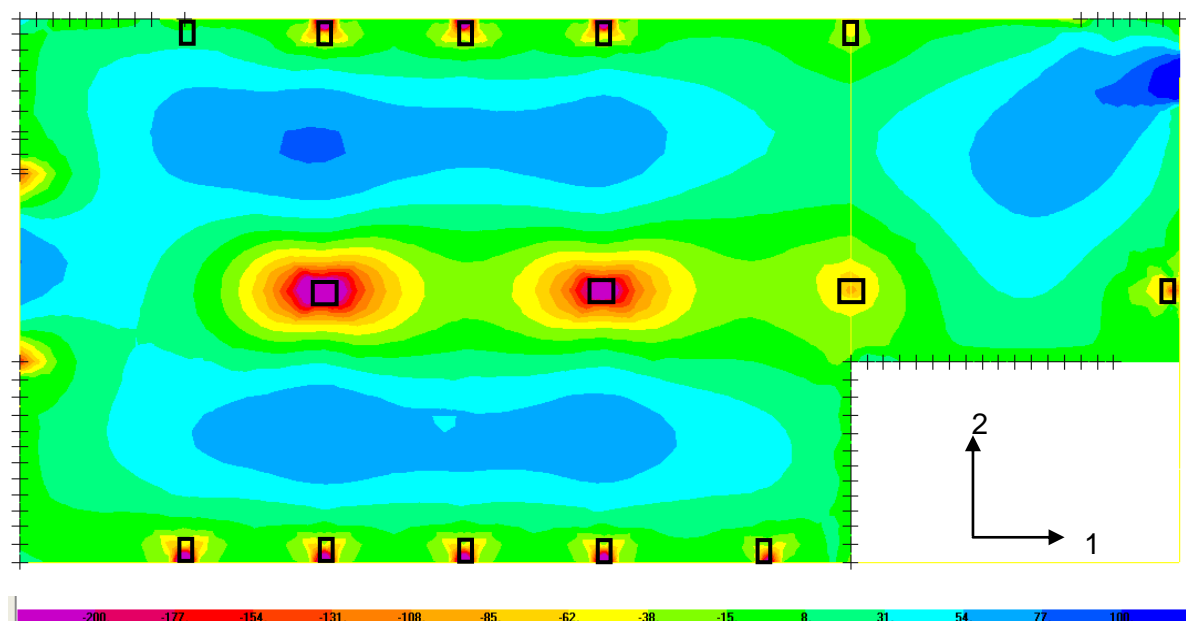


Figura 8.16 – Momentos m_{22} para a combinação fundamental de acções (kNm/m).

8.3.4 Verificação do estado limite de deformação na estrutura existente

Procedeu-se à determinação das deformações da laje através do modelo de elementos finitos apresentado na Figura 8.12. Para ter em conta o aumento das deformações por efeito da fendilhação e da fluência do betão determinaram-se as relações a_0/a_c e a_∞/a_c para um painel de laje e generalizou-se a sua aplicação a toda a laje, aplicando os conceitos expostos na secção 8.2.8. As deformações instantâneas a_0 (tendo em conta o efeito da fendilhação) e as deformações a longo prazo a_∞ (tendo em conta os efeitos da fendilhação e da fluência a longo prazo com $\varphi(\infty, t_0)=2.5$) são calculadas pelas Exps. (8.28) e (8.29).

As relações a_0/a_c e a_∞/a_c são as apresentadas na Figura 8.17 sobre os pilares e a meio vão para as bandas laterais e centrais de um painel de laje. Para cada banda é obtido um valor médio para aquelas relações (com base nas secções determinantes) e os valores finais a adoptar para as relações a_0/a_c e a_∞/a_c na laje são obtidas através das médias das relações obtidas em cada banda. Para a determinação daquelas relações foram usados os momentos flectores actuantes resultantes da aplicação da combinação de acções quase permanentes.

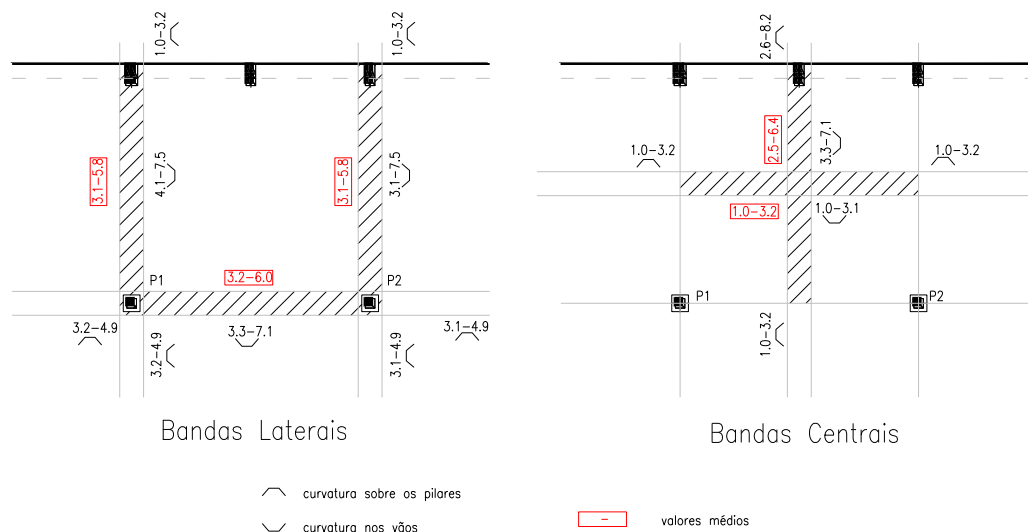


Figura 8.17 – Valores das relações a_0/a_c e a_∞/a_c .

Os valores finais a adoptar obtêm-se pela médias dos valores médios de cada uma das bandas resultando numa relação a_0/a_c de cerca de 2.6 e numa relação a_∞/a_c de cerca de 5.4. A deformada a longo prazo é a apresentada na Figura 8.18. Constata-se que em algumas zonas as deformações atingem valores acima dos admissíveis. Por exemplo, nos vãos adjacentes ao pilar P1 a deformação a longo prazo excede o valor limite de $vão/250=34$ mm.

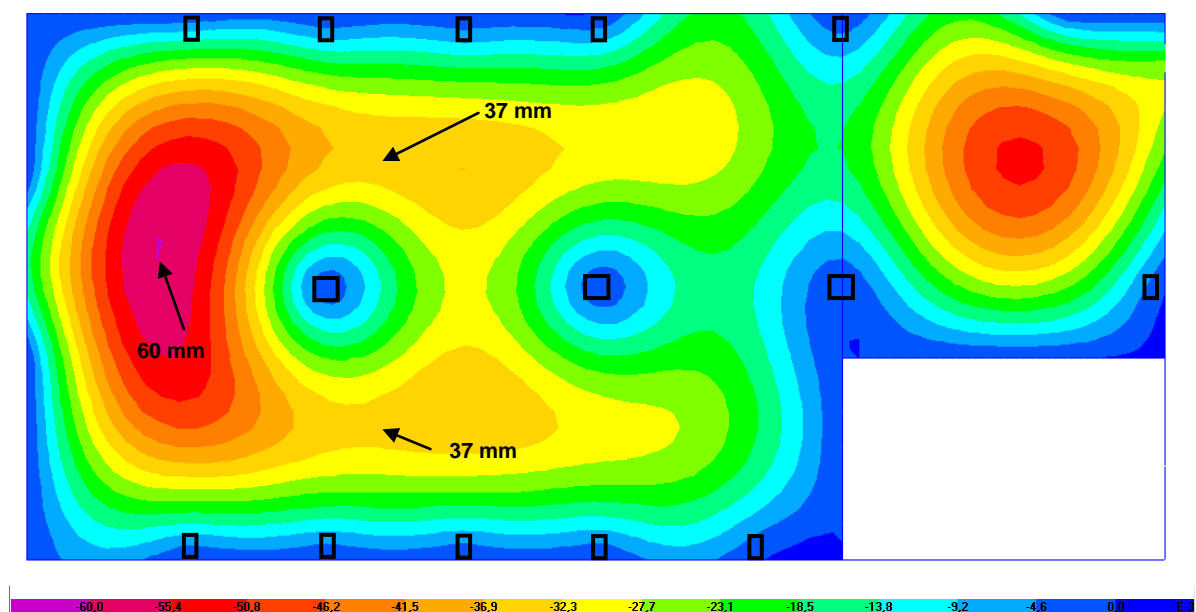


Figura 8.18 – Deformações a longo prazo da laje. (mm)

8.3.5 Concepção do reforço e verificação da segurança da estrutura reforçada

8.3.5.1 Concepção e pré-dimensionamento do reforço com pré-esforço

Pelo resultados apresentados anteriormente verifica-se que é necessário proceder ao reforço da laje. O método de reforço proposto neste trabalho será adequado, uma vez que além da diminuição dos esforços em estado limite último pretende-se também diminuir as deformações existentes. A escolha da quantidade de pré-esforço necessária pode ser feita através da análise dos resultados relativos aos esforços de punçãoamento, de forma a que o valor da força de desvio a introduzir pelo pré-esforço compense, no mínimo, a diferença entre o valor da força actuante e o valor resistente da laje existente.

Quadro 8.7 – Força de desvio a introduzir em cada pilar.

Pilar	$V_{Ed}^{(1)}$ (kN)	$V_{Rd,c}^{(2)}$ (kN)	$V_{desvio,min}^{(3)}$ (kN)
P1	1595.0	833.9	≥ 761.1
P2	1214.1	833.9	≥ 380.2

⁽¹⁾ valor de cálculo da força de punçãoamento actuante tendo em conta a excentricidade do punçãoamento [150]; ⁽²⁾ valor de cálculo do esforço resistente ao punçãoamento sem armaduras específicas de punçãoamento [150]; ⁽³⁾ força de desvio vertical mínima de pré-esforço necessária para verificar a segurança ao punçãoamento.

A escolha do número de cordões depende força máxima de pré-esforço que é possível aplicar em cada cordão e da capacidade aderente disponível (Quadro 8.3), função do comprimento aderente e da inclinação dos cordões. Consultando o Quadro 8.3 constata-se que para uma laje com 0.25 m de espessura, considerando uma inclinação do furo de 1/5, o comprimento $l_a = l_t = 1005$ mm, tendo em conta as zonas iniciais e finais danificadas dos furos. O cordão de pré-esforço a usar para o reforço é o da classe Y1860S7 ($f_{pk}=1860$ MPa, $f_{p0,1k}=1600$ MPa, $f_{pd}=1390$ MPa), com uma área nominal da secção transversal $A_p=139$ mm², um diâmetro nominal $d_c=15.2$ mm e um módulo de elasticidade nominal $E_p=195$ GPa.

De acordo com o Quadro 8.3 a força transmissível por aderência é de $l_t \cdot \pi \cdot d_c \cdot \tau_{trans,d} = 145.6$ kN. A força após perdas diferidas é aproximadamente de 122.9 kN por cordão, e por conseguinte, para introduzir a força de desvio indicada no Quadro 8.7 são necessários $(761.1 \text{ kN} \times (5/2)/122.9 \text{ kN/cordão})=15$ cordões para o pilar P1 (tendo-se adoptado 16 cordões) e $(380.2 \text{ kN} \times (5/2)/122.9 \text{ kN/cordão})=8$ cordões para o pilar P2.

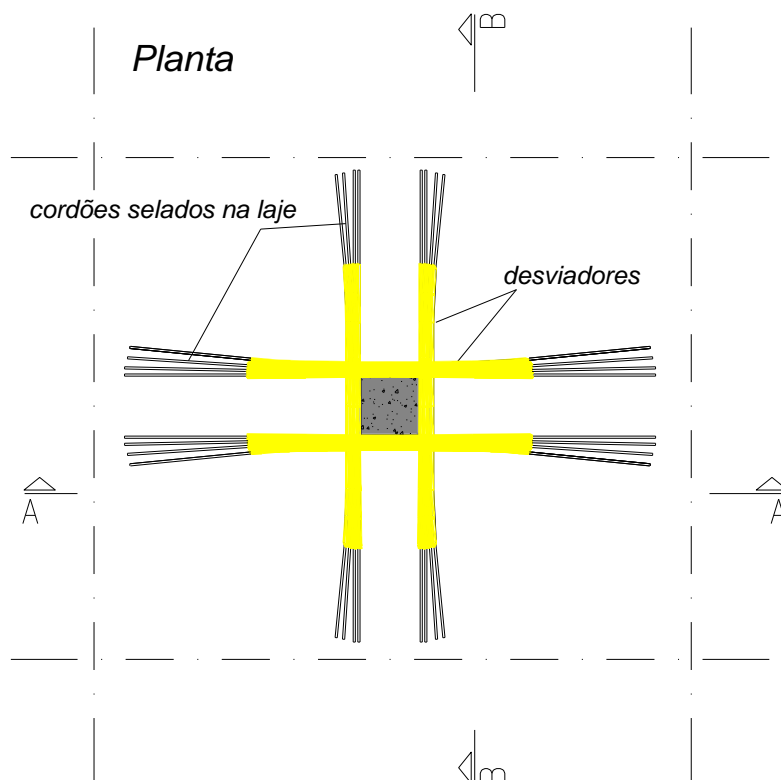


Figura 8.19 – Pormenorização do reforço em planta no pilar P1 (desenho sem escala e dimensões em mm).

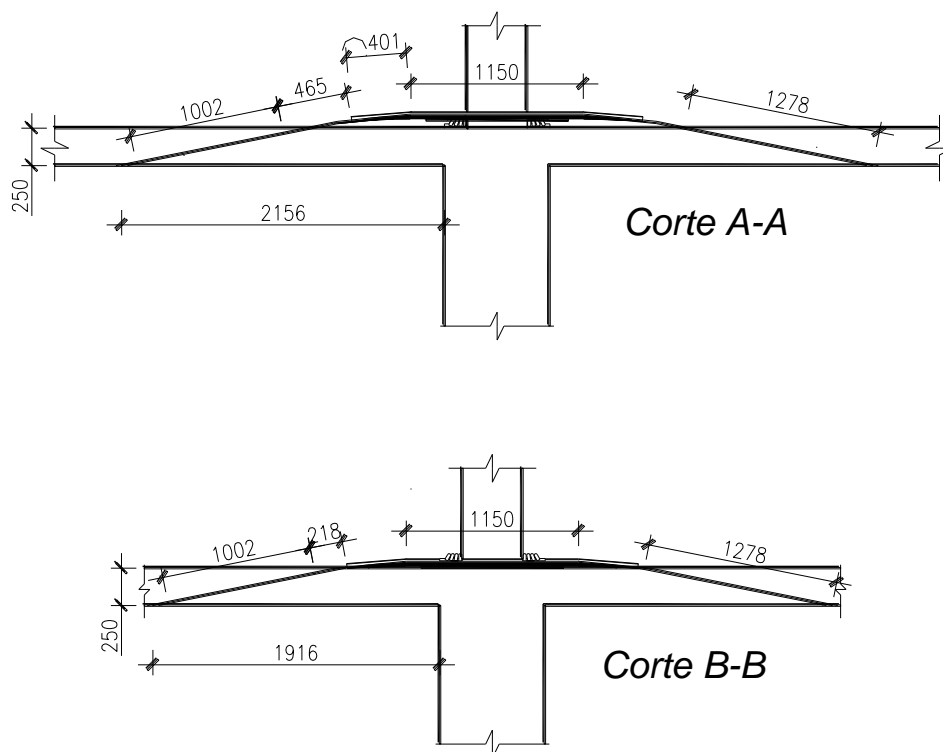


Figura 8.20 – Cortes da pormenorização do reforço no pilar P1 (desenho sem escala e dimensões em mm).

8.3.5.2 Determinação da força máxima no cordão

Tal como referido na secção 8.2.2, o valor da força nos cordões de pré-esforço aumentam à medida que a laje é solicitada até atingir a rotura. De acordo com o Quadro 8.3 o valor de ΔP_u será de cerca de 72.2 kN, correspondendo, a uma força P_u de 191.9 kN, limitada pela capacidade aderente.

8.3.5.3 Modelação numérica da estrutura com reforço

A simulação do reforço é feita através da aplicação de forças de desvio correspondentes às forças $P_{m\infty}$ e à inclinação e posicionamento dos furos (Figura 8.20). Desta forma, as forças são aplicadas no modelo de elementos finitos como cargas concentradas posicionadas no ponto médio do comprimento aderente.

8.3.5.4 Verificação da segurança da estrutura reforçada

(1) Estado limite de resistência ao punçoamento

No Quadro 8.8 são apresentados os esforços de punçoamento após o reforço calculados com base nas combinações apresentadas anteriormente e com base na formulação apresentada na secção 5.3.1 relativamente à NP EN 1992-1-1 [150].

Quadro 8.8 – Esforços de punçoamento na fase após o reforço.

Pilar	$V_{Ed,x}^{(1)}$ (kN)	$ M_{Edy} ^{(2)}$ (kNm)	$ M_{Edz} ^{(3)}$ (kNm)	$\beta^{(4)}$	$V_{Ed}^{(5)}$ (kN)	$V_{Rd,c}^{(6)}$ (kN)
P1	785.8	24.1	132.2	1.20	945.3	951.8
P2	788.9	9.0	22.0	1.04	817.1	951.8

⁽¹⁾ valor de cálculo da força de punçoamento tendo em conta o efeito do pré-esforço; ⁽²⁾ valor de cálculo do momento transmitido ao pilar na direcção y; ⁽³⁾ valor de cálculo do momento transmitido ao pilar na direcção z; ⁽⁴⁾ coeficiente que tem em conta a excentricidade da força de punçoamento; ⁽⁵⁾ valor de cálculo do punçoamento actuante tendo em conta a sua excentricidade [150]; ⁽⁶⁾ valor de cálculo do esforço resistente ao punçoamento sem armaduras específicas de punçoamento, tendo em conta o efeito da compressão devido ao pré-esforço [150].

No Quadro 8.9 apresenta-se a comparação entre os valores de V_{Ed} , calculados na situação antes do reforço (Quadro 8.6) e na situação após o reforço (Quadro 8.8). Analisando o Quadro 8.9 verifica-se uma diminuição média do valor efectivo da força de punçoamento de cerca de 37%.

Quadro 8.9 – Comparação entre valores de V_{Ed} antes e após o reforço.

Pilar	$V_{Ed}^{(1)}$ (kN)		Relação após reforço/antes reforço
	Antes do Reforço	Após o Reforço	
P1	1595.0	945.3	59 %
P2	1214.1	817.1	67 %

⁽¹⁾ valor de cálculo do esforço de punção actuante tendo em conta a sua excentricidade [150].

(2) Estado limite de resistência à flexão

Relativamente aos Estados Limites Últimos à Flexão, pode-se afirmar, com base nos resultados apresentados nas Figuras 8.21 a 8.22 que de uma forma geral, verificaram-se reduções significativas dos momentos em ambas as direcções.

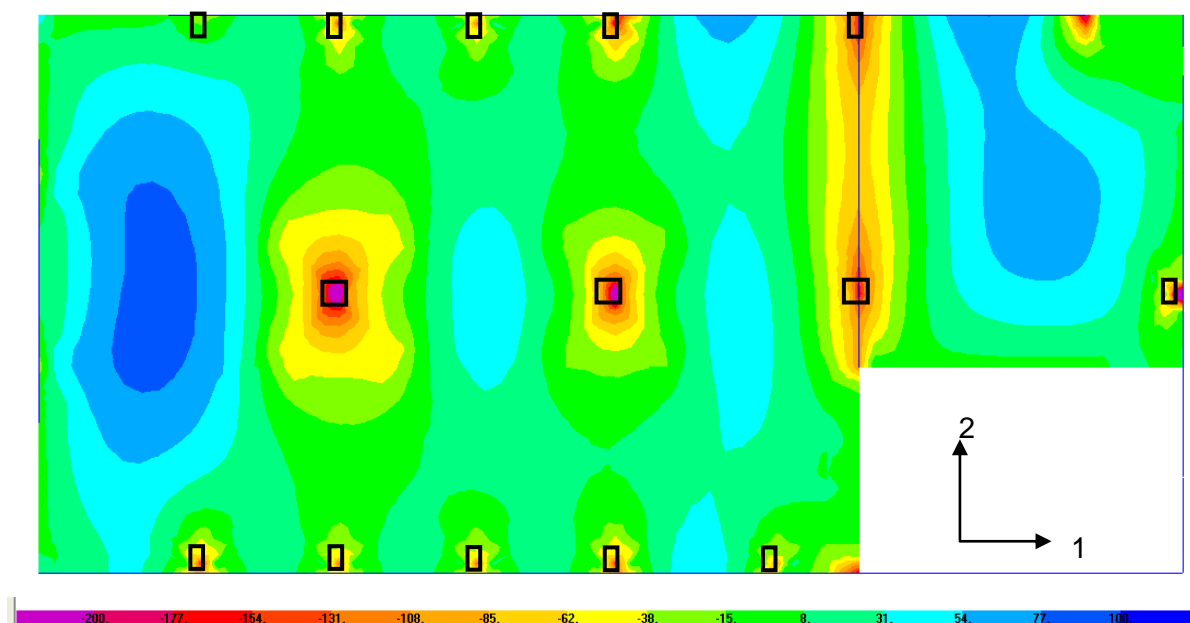


Figura 8.21 – Momentos m_{11} para a combinação fundamental de acções tendo em conta a acção do pré-esforço (kNm/m).

As maiores reduções de momentos registaram-se na zona sobre os pilares onde se atingiram reduções na ordem dos 40%. Os momentos actuantes nestas zonas são agora inferiores aos momentos resistentes.

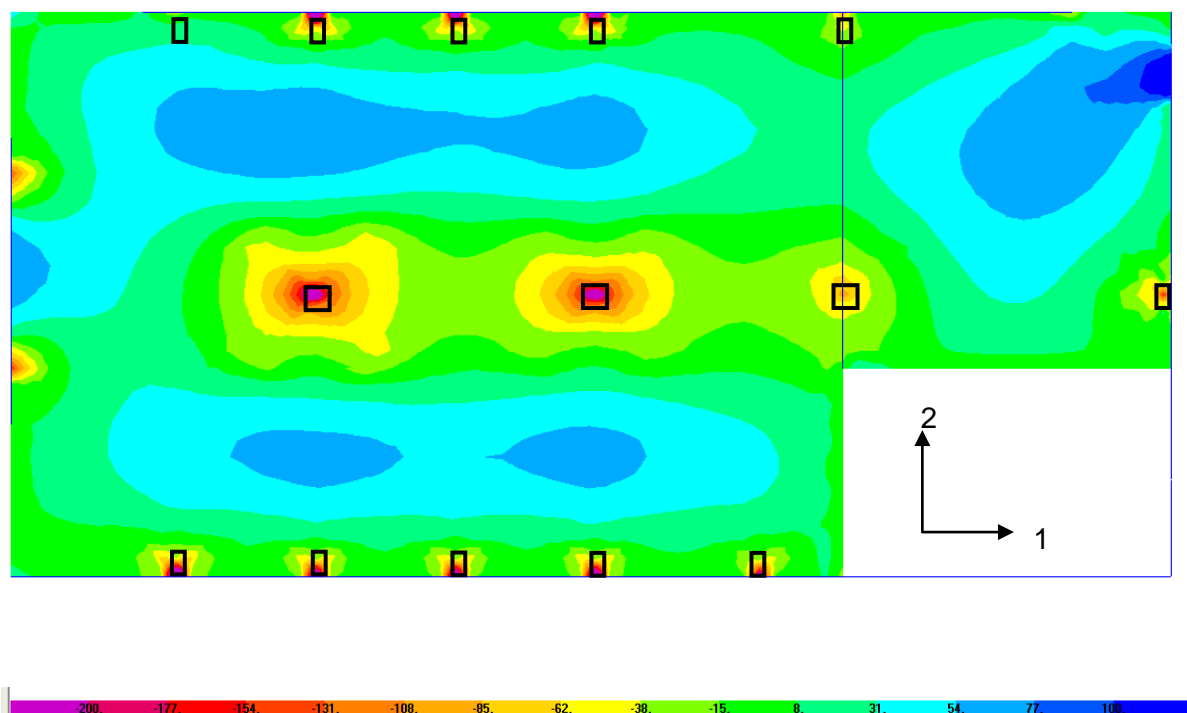


Figura 8.22 – Momentos m_{22} para a combinação fundamental de acções tendo em conta a acção do pré-esforço (kNm/m).

8.3.5.5 Verificação da segurança em relação ao pós-colapso

A estrutura reforçada apresenta uma capacidade resistente em relação ao pós-colapso muito superior à da estrutura existente, uma vez que se supõe que não foi colocada armadura inferior na laje específica com o intuito de evitar um colapso progressivo. Apenas a armadura longitudinal superior que atravessa os pilares e que ficaram impedidas de se destacarem da laje contribui para a resistência pós-colapso. As armaduras longitudinais superiores consistem em $\phi 16/0.075$ em ambos os pilares. Uma vez que os cordões passam sobre o pilar, a capacidade resistente na fase pós-colapso deverá ser calculada usando a Exp. (8.27) desprezando a segunda parcela. Assim, e utilizando a combinação de acções relativa a situações de projecto acidentais e respectivos coeficientes parciais para os materiais (considerou-se um coeficiente parcial de segurança para a capacidade aderente de 1.8), obtêm-se valores de $V_{PR,d}$ de cerca de 1230 kN para o pilar P1 e de cerca de 615 kN para o pilar P2, sendo que estes valores foram limitados pela capacidade aderente. Os valores actuantes $V_{Ed,PR}$ são de 911 kN para o pilar P1, abaixo do valor de $V_{PR,d}$ respectivo e de 718 kN para o pilar P2, superior em cerca de 15 % ao valor de $V_{PR,d}$ respectivo, ambos limitados pela capacidade aderente, ou seja, pela terceira parcela da Exp. (8.27). No entanto, verifica-se uma melhoria significativa da capacidade resistente na fase pós-colapso.

8.3.6 Estado limite de deformação da estrutura reforçada

Na Figura 8.23 apresentam-se as deformadas da laje tendo em conta a aplicação do pré-esforço e o referido na secção 8.2.8. Constata-se que o reforço reduz significativamente as defromações, mas que, ainda assim, existem zonas de laje com deformações superiores ao limite especificado na NP EN 1992-1-1 [150].

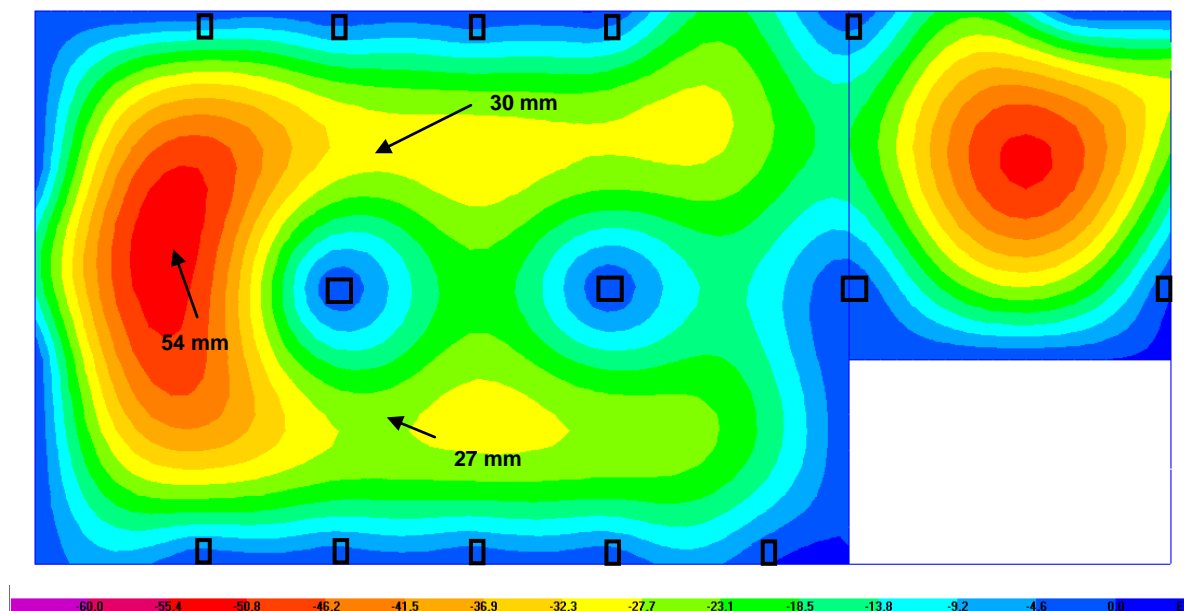


Figura 8.23 – Deformações a longo da prazo da laje reforçada. (mm)

Uma vez que na secção 8.3.4 se mostrou que a relação a usar para a_0/a_c é de 2.6, de acordo com a Exp. (8.36) a rigidez em descarga será de cerca de metade da rigidez elástica. Comparando a Figura 8.23 com a Figura 8.18, verificam-se reduções nas deformações que atingem valores de cerca de 25%.

Na Figura 8.24, apresenta-se o aspecto final da laje estudada após o reforço, sendo que após colocação de camada de enchimento, os desviadores ficarão invisíveis, passando completamente despercebidos para os utilizadores. A camada de enchimento permite ainda corrigir na face superior a deformação excessiva da laje.

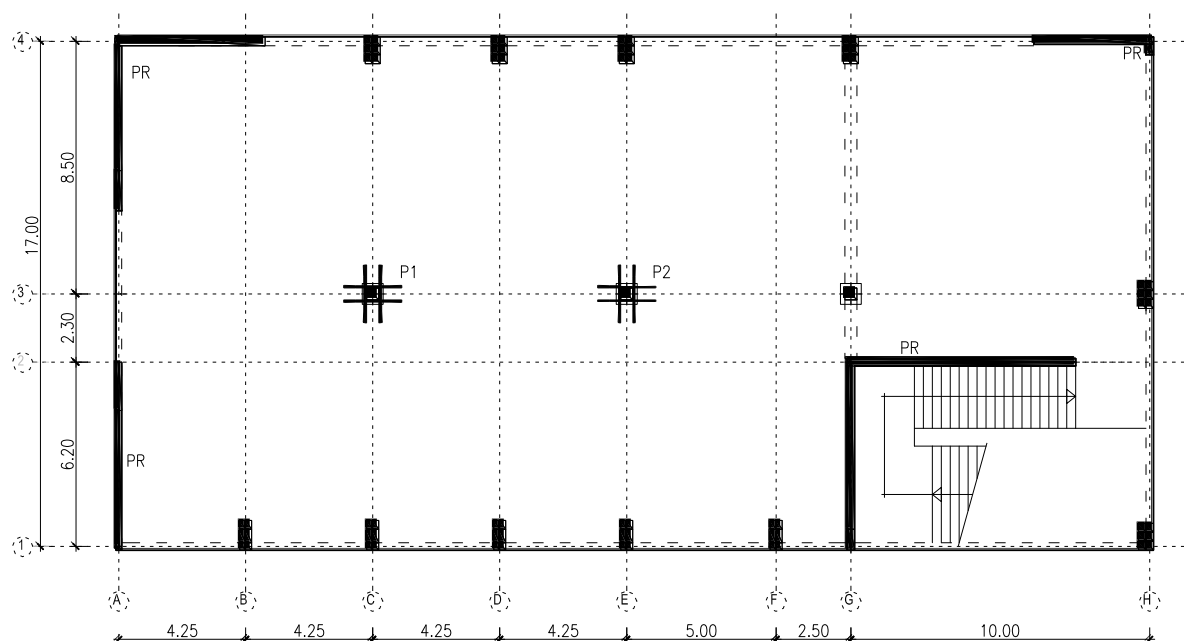


Figura 8.24 – Aspecto da laje estudada reforçada (face superior).

8.4 COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo apresentou-se um procedimento de dimensionamento para o sistema de reforço proposto. De seguida aplicou-se o procedimento no dimensionamento de uma laje em betão armado com esbeltezas elevadas para uma laje de betão armado. O sistema de reforço proposto adequa-se bem às necessidades de reforço da mesma, uma vez que aquela apresentava problemas de deformação, fendilhação, punçoamento e flexão. No caso estudado, verifica-se uma diminuição média do valor efectivo de carga de punçoamento de cerca de 37%. Em relação ao Estado Limite Último de Flexão verificaram-se reduções nos momentos em ambas as direcções, sendo que na zona dos pilares estas reduções atingiram cerca de 50%. Foi também possível diminuir as deformações e a fendilhação, embora a diminuição da deformação dependa muito da idade da estrutura na altura do reforço, tornando o sistema mais ou menos eficiente em termos de deformação consoante a estrutura seja mais ou menos recente. Registaram-se reduções da deformada final na ordem dos 25%. Verifica-se também que as zonas dos pilares reforçados com este sistema ficaram providas de uma resistência ao pós-colapso que não existia anteriormente.

CAPÍTULO 9

CONCLUSÕES

9.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho é proposto é estudado um novo sistema de reforço de lajes de betão armado. O sistema apresenta vantagens e desvantagens que devem ser tidas em conta no momento de se optar pela sua aplicação. Para o seu estudo recorreu-se a um conjunto de ensaios que permitiram caracterizar o seu comportamento e desempenho, sendo que este depende fundamentalmente da capacidade aderente que o agente de aderência é capaz de promover. Assim, de seguida descrevem-se as conclusões relativas a cada um dos tipos de ensaios e a sua implicação no sistema de reforço proposto. Além disso foi feita uma análise numérica não linear com elementos finitos a três dimensões, dos modelos de lajes ensaiados, por forma a exemplificar a sua simulação. Foi também proposto um método simples que permite dimensionar o sistema de reforço proposto.

No final são feitas recomendações de trabalhos futuros que permitam esclarecer algumas questões, desenvolvendo e tornando o sistema mais eficiente.

9.1.1 Ensaios de aderência

Em relação aos ensaios de *pull-out*, verificou-se que dos agentes de aderência utilizados, o da HILTI é o que apresenta melhores características de aderência. Os valores obtidos experimentalmente para a calda de cimento foram os esperados, uma vez que, já Leonhardt [180] menciona a relativa baixa capacidade aderente entre cordões e caldas de cimento. Considera-se que a força correspondente ao limite de elasticidade coincide com a perda de adesão, dado que até este ponto o escorregamento medido corresponde à deformação conjunta do cordão e do agente de aderência. A partir deste ponto o cordão “descola-se” do agente de aderência, iniciando-se na extremidade mais próxima da superfície do bloco de betão e propagando-se com o aumento da força ao longo de todo o

comprimento selado, registando-se simultaneamente uma perda de rigidez. Nesta fase, a aderência é promovida por uma conjugação do efeito de atrito e do efeito mecânico promovido pela forma da superfície do cordão. Perto do final dos ensaios é possível observar o deslizamento do cordão, com rotação helicoidal, na interface cordão/agente de aderência de acordo com a forma da superfície do cordão.

Relativamente aos ensaios de *push-in* verificou-se igualmente, que o agente de aderência da HILTI é o que apresenta melhores características de aderência. Pode-se concluir ainda que o efeito de Hoyer, que poderia ser vantajoso no caso de se usar calda de cimento em vez de agentes de aderência de base epoxídica, não é suficiente para tornar a calda mais atractiva do que os sistemas em que se utilizaram agentes de aderência de base epoxídica. Depreende-se, a partir dos resultados obtidos, que as componentes de adesão e de atrito da aderência são importantes por forma a permitir uma maior capacidade de aderência quando se utiliza este agente, uma vez que apresenta características de deformabilidade relativamente baixas, não permitindo assim um maior desenvolvimento do efeito mecânico. Idealmente, o sistema mais indicado para usar com este tipo de ancoragem será um agente de aderência com boas características de adesividade, de atrito, de rigidez e de resistência. Também neste caso, é possível observar sempre o deslizamento do cordão, com rotação helicoidal, na interface cordão/agente de aderência de acordo com a forma da superfície do cordão. É importante realçar que os ensaios mostraram que o comportamento por aderência é dúctil, ou seja, permite grandes deslocamentos sem perda significativa de resistência.

Com base nos resultados dos ensaios de *pull-out*, com um comprimento de selagem relativamente curto para o agente de aderência HILTI HIT RE-500, foi determinada uma lei local tensão de aderência/escorregamento, que após introduzida na equação governativa do comportamento por aderência permitiu a determinação das distribuições de tensões de aderência, tensões no cordão e escorregamentos ao longo de todo o comprimento de selagem. Permitiu também a determinação teórica das forças máximas de arrancamento e de transmissão, tendo-se verificado uma concordância razoável com os resultados experimentais, tanto no caso dos ensaios *pull-out* como de *push-in*. Baseado nos resultados experimentais (*pull-out* e *push-in*) conjugados com os resultados teóricos, verificou-se que o aumento de forças é aproximadamente proporcional ao aumento de comprimento de selagem, pelo que é possível admitir um modelo de tensão uniforme, que permite de uma forma prática, determinar as forças máximas de arrancamento e de transmissão. Uma vez que a lei local determinada com base nos resultados dos ensaios de *pull-out* permite simular o comportamento em *pull-out* e em *push-in*, pode-se afirmar que o efeito de Hoyer não é

significativo neste caso. É importante lembrar que a consideração de uma tensão uniforme ao longo do comprimento de selagem, quer seja em arrancamento quer seja em transmissão, não significa que a tensão de aderência seja constante ao longo daqueles comprimentos, mas sim que o quociente entre as forças máxima ou de transmissão e a área perimetral de selagem é aproximadamente constante. Os valores médios para aquelas tensões uniformes foram determinados e complementarmente foram também determinados valores característicos e de cálculo, incluindo as limitações necessárias para sua aplicação em termos de dimensionamento. Os valores médios obtidos experimentalmente foram de $\tau_{\max}=12.0$ MPa e $\tau_{\text{trans}}=5.2$ MPa. Relativamente aos valores de cálculo das tensões de aderência a usar no cálculo do sistema de reforço proposto obtiveram-se valores para $\tau_{\max,d}=4.0$ MPa válida para $l_a/d_c \leq 75.0$ na situação de arrancamento e um valor para $\tau_{\text{trans},d}$ de 2.3 MPa válida para $l_t/d_c \leq 43.7$ e $\tau_{\text{trans},d} = 4.45 - \frac{1420}{l_t}$ válida para $43.7 < l_t/d_c \leq 90.0$ para a fase de transmissão.

Relativamente aos valores do escorregamento na extremidade livre, verificou-se alguma variabilidade dos resultados experimentais, significando que a determinação do comprimento de transmissão com base nos valores de escorregamento naquela extremidade pode transmitir uma falsa percepção de que o comprimento de transmissão é muito variável.

Ensaïaram-se quatro cordões com diferentes tensões de aderência médias iniciais, por forma estudar o seu comportamento a longo prazo. As forças iniciais introduzidas nos cordões foram 99.4 kN e 106.4 kN para um comprimento de selagem de 500 mm e de 88.5 kN e 89.4 kN para um comprimento de selagem de 400 mm, respectivamente. Com base nos resultados dos ensaios verifica-se que ao longo do tempo houve uma perda de cerca de 13% da força inicial em todos os cordões, sendo que grande parte desta deu-se nos primeiros dois meses, tendo estabilizado daí em diante. Os ensaios decorreram durante cerca de 490 dias.

9.1.2 Ensaïos de modelos de lajes

Verificou-se um aumento médio da capacidade de carga ao punçãoamento de 40% para os modelos com 100 mm de espessura e de 52% para os modelos com 120 mm de espessura, relativamente aos seus modelos de referência, DF1 e DF4, respectivamente.

Comparando os modelos DF2 e DF3 com o modelo DF1 (modelo de referência com 100 mm de espessura), verifica-se uma diminuição das deformações em média de cerca de

50% para os patamares de carga de 150 kN e 180 kN. No caso dos modelos DF5 e DF6, quando comparados com o modelo DF4 (modelo de referência com 120 mm de espessura) verificam-se também reduções médias nas deformações de cerca de 55% na direcção do pré-esforço e de 30% na direcção não pré-esforçada. Em relação ao modelo DF7, verifica-se uma diminuição da deformação média na direcção da menor altura útil de cerca de 70% e de 40% na direcção perpendicular, quando comparado com o modelo DF4. Neste modelo a redução de deformação não foi a esperado, devido a um problema de injeção nos cordões 3 e 4. De qualquer forma, as reduções na deformação e consequentemente na fendilhação, são consideráveis, pelo que pode-se afirmar que o sistema é eficaz no que diz respeito ao comportamento em serviço. Comparando os modelos DF2 e DF3, verifica-se que com o aumento da força de desvio, houve uma diminuição, embora ligeira, das extensões médias nas armaduras. O mesmo acontece no caso dos modelos DF5 e DF6. Em relação ao modelo DF7, e comparando com DF5 e DF6, por terem características bastante semelhantes, verifica-se um maior decréscimo das extensões médias, visto esta laje ser reforçada com pré-esforço também na direcção das armaduras instrumentadas.

Com base nos resultados apresentados verifica-se que durante a fase de transmissão do pré-esforço deram-se perdas instantâneas correspondentes a um encurtamento do cordão de cerca de 0.7 mm. Este valor é consideravelmente inferior ao valor de 6 mm relativo à reentrada das cunhas quando se usa o sistema de aplicação de pré-esforço tradicional. Recomenda-se, no entanto, que em termos de dimensionamento se adopte um encurtamento dos cordões de 1.0 mm, de uma forma conservativa. Estas perdas surgem por uma conjugação de vários fenómenos, nomeadamente, devido à deformação da laje por compressão devido ao pré-esforço e devido à existência de forças de desvio parasitas à saída do cordão na face superior que provocam esmagamento do agente de aderência na direcção radial.

O cálculo da força de desvio vertical junto ao pilar, usando o desvio vertical inicial do pré-esforço, conduziu a valores estimados para a resistência média ao punçoamento inferiores aos obtidos experimentalmente, para a NP EN 1992-1-1 [150], para o ACI 318-08 [10] e para o MC2010 [104]. Quando se usou o desvio vertical final e a força final do pré-esforço, obtiveram-se resultados que diminuíram o conservadorismo, concluindo-se que a NP EN 1992-1-1 [150] prevê adequadamente as cargas de rotura enquanto que o ACI 318-08 [10] é sempre conservador. Já os resultados obtidos com base no MC2010 [104] situam-se entre os resultados obtidos pelas outras duas normas.

A técnica de reforço aqui apresentada e analisada, é eficaz no que diz respeito ao comportamento pós-rotura, uma vez que o valor médio da relação $V_{PR,exp}/V_{exp}$ é de cerca de 78%. Associado a este facto, também a pós-rotura veio acompanhada por elevadas deformações sem se atingir o colapso total da laje. Este facto é relevante, uma vez que caso ocorra uma rotura local por punçoamento numa laje fungiforme, esta será na maior parte dos casos do tipo frágil e sem aviso prévio notório, dando lugar a uma perda de sustentação da laje junto ao pilar em questão, podendo levar a um colapso progressivo. Com este tipo de reforço este fenómeno poderá ser mitigado, tornando este método vantajoso em relação a outros.

Verificou-se que as armaduras longitudinais flectiram consideravelmente entre o ponto de apoio dos desviadores e o bordo do bloco de betão formado sobre o “pilar”, significando que as armaduras longitudinais superiores foram responsáveis por transmitir as cargas de pós-rotura. Este facto só é possível devido à existência das celas de desvio que impediram o levantamento daquelas armaduras longitudinais. Como os desviadores estavam posicionados perpendicularmente às armaduras longitudinais de maior altura útil foi possível também mobilizar as armaduras superiores de menor altura útil, que ficaram “presas” pelas armaduras de altura útil superior. Com base nos ângulos de desvio das armaduras longitudinais superiores foi possível determinar a carga de pós-rotura, tendo-se proposto uma expressão para o efeito. Com base nesta expressão obteve-se um valor médio para a relação $V_{PR,exp}/V_{PR}$ de 1.12, enquanto pela expressão de Rasmussen [235], considerando os cordões de pré-esforço aquela relação foi de 1.05. Já a aplicação da expressão preconizada pela NP EN 1992-1-1 [150] conduziu a valores claramente contra a segurança. Por fim, foi proposta uma expressão que permite o cálculo da carga máxima de pós-rotura, com uma margem de segurança confortável.

9.1.3 Análise numérica dos modelos de lajes

Verifica-se uma concordância razoável a boa entre os resultados experimentais e os resultantes da análise de elementos finitos, usando a lei aderência/escorregamento adoptada. As diferenças encontradas prendem-se principalmente com o facto de nos ensaios experimentais, nomeadamente nos ensaios dos modelos DF5 e DF6, o aumento de força nos cordões ter sido penalizado, ou por uma perda de força repentina ou por uma perda de rigidez no comportamento aderente. Além disso, os modelos numéricos não simulam perfeitamente os modelos experimentais, uma vez que na realidade o material betão e aço podem não apresentar as mesmas características adoptadas no modelo numérico, em todos os pontos do modelo. Por exemplo, a abertura de fendas é dependente

da resistência à tracção do betão, a qual pode não ser a mesma em todos os pontos dos modelos, pelo que podem surgir diferenças, nomeadamente a nível de rigidez entre o modelo teórico e o modelo experimental, devido ao desenvolvimento precoce ou tardio de fendilhação. Também em alguns casos a extensão de varões foi medida apenas com um extensómetro, pelo que os resultados obtidos podem não ser os mais precisos. Daí que as piores relações obtidas tenham sido para as extensões e para a variação de força nos cordões.

Verifica-se que em termos de cargas efectivas de punçoamento a concordância de resultados é maior, indicando que em termos de Estado Limite Último por punçoamento os modelos numéricos proporcionam resultados bons. No que diz respeito ao comportamento em serviço, os resultados não são tão precisos mas, mesmo assim, conseguem simular convenientemente o comportamento.

De uma forma geral, com base nestes resultados verifica-se que os valores obtidos com a análise de elementos finitos são bastante próximos dos obtidos experimentalmente, pelo que a análise de elementos finitos pode ser usada para o seu cálculo. É importante referir, no entanto, que para que a análise de elementos finitos tenha sucesso, é necessária uma correcta escolha da malha de elementos finitos, uma correcta modelação dos materiais envolvidos e no caso das lajes reforçadas, uma lei aderência/escorregamento adequada. Concluiu-se também que o modelo de elementos finitos estudado permite a sua utilização com outras configurações de reforço que não as estudadas experimentalmente.

9.1.4 Sistema proposto

Para aplicação do sistema de reforço proposto, é necessário transformar os resultados obtidos nos ensaios em valores característicos de forma a serem usados no seu dimensionamento tendo em conta critérios estatísticos e factores de segurança. Em relação às combinações e cálculo dos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização deverá ser seguido a NP EN 1990 [148], NP EN 1991-1-1 [149] e NP EN 1992-1-1 [150]. O dimensionamento do reforço, de uma forma geral, é idêntico ao de uma estrutura nova com lajes em betão armado pré-esforçado, com excepção do que diz respeito à aderência entre os cordões e a laje. Com base nos resultados obtidos para os valores médios das tensões de aderência, foi possível determinar valores característicos e de dimensionamento (Capítulo 4).

Tendo em conta que a tensão do cordão aumenta desde que o reforço é terminado até se atingir a rotura por punçoamento, torna-se necessário garantir que nunca se atinge uma situação de cedência no cordão ou de perda de aderência no mesmo, antes de se atingir a rotura por punçoamento da laje. Assim, neste trabalho foi proposta uma forma de cálculo que permite estimar este aumento de tensão, tendo sido comparados os resultados obtidos experimentalmente e os obtidos pela forma de cálculo proposta, tendo-se constatado a adequabilidade da mesma.

9.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Nesta secção apresentam-se possíveis linhas de trabalhos futuros relacionadas com a investigação desenvolvida:

1. Melhoria da capacidade aderente por intermédio do estudo de novos sistemas de ancoragem, que podem ser mistos, através da introdução de outros elementos que permitam melhorar a capacidade de transmissão de carga, nomeadamente, com a introdução de elementos metálicos entre o cordão e a parede do furo, sendo o espaço entre estes injectado com um agente de aderência, permitindo assim o desenvolvimento do efeito de Hoyer e conferindo maior rigidez ao sistema.
2. Estudo de outros agentes de aderência, procurando produtos que promovam maior capacidade aderente, nomeadamente da componente adesiva, e de atrito.
3. Estudo do efeito de várias pressões de injeção do agente de aderência, na capacidade aderente.
4. Ampliação da investigação ao estudo do efeito de rugosidade na superfície dos cordões de aço de alta resistência, por exemplo, com vestígios de corrosão, ou diferentes configurações da superfície exterior do cordão por forma a melhorar a contribuição do efeito mecânico.
5. O efeito de acções cíclicas e de fadiga deverá ser avaliado sobre a técnica de reforço proposta.
6. Perceber melhor quais os fenómenos envolvidos nas perdas instantâneas de pré-esforço durante a fase de transmissão do mesmo.

7. Análise das perdas de pré-esforço a longo prazo com valores iniciais de tensões de aderência diferentes das estudadas neste trabalho.
8. Estudo do efeito da utilização de vários cordões em grupo ou de cordões individuais com pouco afastamento entre si.
9. Em relação aos ensaios de lajes, poderão ser estudadas lajes com maiores espessuras, diferentes percentagens de armadura longitudinal e diferentes classes e tipos de betão.
10. Como as forças nos cordões de pré-esforço são distribuídas ao longo do comprimento de aderência pode surgir fendilhação no betão do tipo “splitting” e/ou “bursting”. No entanto, com o sistema proposto, estes tipos de fendilhação são pouco prováveis uma vez que a massa de betão que constitui a laje em redor das ancoragens é grande e as tensões instaladas são reduzidas. Ainda assim, deve ser analisado o nível de tensões que resulta da transmissão do aço de pré-esforço para o betão em trabalhos futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Abrishami, H.; e Mitchell, D., "Bond Characteristics of Pretensioned Strand", *ACI Materials Journal*, V.90, No.3, Maio-Junho 1993, pp. 228-235.
- [2] Abrishami, H.H., "*Studies on Bond and Cracking of Structural Concrete*", Tese Doutorado, McGill University, Montreal, Canadá, 1994, 206 pp.
- [3] Abrishami, H.H.; e Mitchell, D., "A New Approach for Studying Bond Characteristics", *Bond in Concrete: From Research to Practice*, Ed. Riga Technical University and CEB, Riga, 1992, pp. 1.28-1.37.
- [4] Abrishami, H.H.; e Mitchell, D., "Simulation of Uniform Bond Stress", *ACI Materials Journal*, Vol. 89, N° 2, Março-Abril 1992, pp. 161-168.
- [5] Abrishami, H.H.; e Mitchell, D., "Analysis of Bond Stress Distribution in Pullout Specimens", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, N° 3, Março 1996, pp. 255-261.
- [6] ACI Committee 216, "*Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements (ACI 216R-89)*", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1989.
- [7] ACI Committee 318, "*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-63) and Commentary*", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1963.
- [8] ACI Committee 318, "*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary*", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1995.
- [9] ACI Committee 318, "*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary*", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.
- [10] ACI Committee 318, "*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.

- [11] ACI Committee 355, “*Evaluating the Performance of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete (ACI 355.2-01)*,” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2001, 29 pp.
- [12] ACI Committee 440, “*State-of-the Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (ACI 440R-96)*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1996.
- [13] ACI Committee E716, “*Surface Repair Using Form-and-Pump Techniques*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2003.
- [14] ACI-ASCE Committee 423, “*Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons (ACI 423.3R-89)*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1989.
- [15] ACI-ASCE Committee 423, “*Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons (ACI 423.3R-05)*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2005.
- [16] ACI-ATM Committee 216, “*Standard Method for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies (ACI 216.1-97/TMS 0216.1-97)*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1997.
- [17] Alkhrdaji, T., “Design Considerations for Fire Resistance of Structural Strengthening System”, *Structural Engineer*, 2004.
- [18] Andra, H., “*Zum Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken*”, Dr. Ing. Thesis, Universität Stuttgart, 1982.
- [19] Aprile, A.; Spacone, E. e Limkatanyu, S., “Role of Bond in RC Beams Strengthened with Steel and FRP Plates”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.127, No.12, Dez. 2001, pp.1445-1452.
- [20] Arduini, M.; e Nanni, A., “Behavior of Precracked RC Beams Strengthened with Carbon FRP Sheets”, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol.1, No.2, Maio 1997, pp.63-70.
- [21] *ATENA v4.1.4 Program Documentation*, Cervenka Consulting, Prague, Czech Republic, 2009.

- [22] Azevedo, A.P., “Resistência e Ductilidade das Ligações Laje-Pilar em Lajes-Cogumelo de Concreto de Alta Resistência Armado com Fibras de Aço e Armadura Transversal de Pinos”, São Carlos, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.
- [23] Azevedo, A.P., e Hanai, J.B., “Resistência e Ductilidade das Ligações Laje-Pilar em Lajes-Cogumelo de Concreto de Alta Resistência Armado com Fibras de Aço e Armadura Transversal de Pinos”, *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, N.21, São Carlos, 2003, pp. 131-166.
- [24] Balázs, G., “Transfer Control of Prestressing Strands”, *PCI Journal*, Vol. 37, N° 6, Nov.-Dez. 1992, pp. 60-71.
- [25] Balázs, G., “Bond Model with Non-Linear Bond-Slip Law”, *Studi e Ricerche, Post-Graduate Course for Reinforced Concrete Structures*, Politecnico di Milano, Italy, V.8/86, 1987, pp. 395-430.
- [26] Balázs, G., “Transfer Length of Prestressing Strands as a Function of Draw-In and Initial Prestress”, *PCI Journal*, Vol. 38, No.2, Março-Abril 1993, pp 86-93.
- [27] Barnes, R.E.; Burns, N.H. e Kreger, M.E., “Development Length of 0.6-inch Prestressing Strand in Standard I-Shaped Pretensioned Concrete Beams”, Research Report No. 1388-1, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin, Dezembro, 1999.
- [28] Barnes, R.W.; Grove, J.W. e Burns, N.H., “Experimental Assessment of Factors Affecting Transfer Length”, *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 6, Nov.-Dez. 2003, pp. 740-748.
- [29] Bazant, Z.P.; e Oh, B.H., “Crack Band Theory for Fracture of Concrete”, *Materials and Structures*, RILEM, Vol. 16, 1983, pp.155-177.
- [30] Beutell, R.; Schimdt, M.; e Landauer, A., “3D Numerical Punching Analysis of Shear Reinforced Flat Slabs: Variation of Quantity and Arrangement of Stirrups”, *Proceedings of the International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs*, Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology (KTH), Estocolomo, Junho, 2000. p.154 – 159.
- [31] Bhatt, P.; e Lim, B.T., “Punching Shear Failure of Flat Slabs: A Comparison Between Non-Linear Finite Element Analysis Predictions and Experiments”, *Proceedings of the*

International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs, Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology (KTH), Estocolomo, Junho, 2000. p.47 –56.

- [32] Binici, B.; e Bayrak, O., "Punching Shear Strengthening of Reinforced Concrete Flat Plates Using Carbon Fibre Reinforced Polymers", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No.9, Setembro, 2003, pp. 1173-1182.
- [33] Binici, B.; e Bayrak, O., "Upgrading of Slab-Column Connections using Fibre Reinforced Polymers", *Engineering Structures*, No.27, 2005, pp. 97-107.
- [34] Birkeland, P.W.; e Birkeland, H.W., "Connections in Precast Concrete Constructions", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 63, No.3, 1966, pp. 345-368.
- [35] Bondy, K.B., "Externally Applied Post-Tensioning Systems", *Structure Magazine*, Julho 1995, p. 14-17.
- [36] Bondy, K.B., "Variable Prestress Force in Unbonded Post-Tensioned Members", *Concrete International*, Janeiro 1992, p. 27-33.
- [37] Bresson, J., "Nouvelles Recherches et Applications Concernant L'utilisation des Collages dans les Structures. Béton Plaqué", *Annales ITBTP n° 278*, Paris, 1971.
- [38] Bresson, J., "Reforcement par Coulage D'armatures du Passage Inferieur du CD 126 sous l'Autoroute du Sud. Béton Armé", *Annales ITBTP n° 122*, Paris, 1972.
- [39] Buchanan, A.H. (2002), "*Structural Design for Fire Safety*", John Wiley and Sons, West Sussex, England, 2002.
- [40] Buckner, C.D., "A Review of Strand Development Length for Pretensioned Concrete Members", *PCI Journal*, Vol. 40, N° 2, 1995, pp. 84-105.
- [41] Buckner, CD., Discussion of "Effect of Pile Embedment on the Deveiopment Length of Prestressing Strands", *PCI Journal*, Vol. 38, N° 5, 1993, pp. 86-88.
- [42] Burnett, E.F.; e Anis, A.H., "Bond Characteristics of Initially Untensioned Strand", *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 107, N° ST5, 1981, pp. 953-964.
- [43] Burnett, E.F.P. e Marefat, M.S., "Anchorage Bond for 7 Wire-strand", *Bond in Concrete: From Research to Practice*, Ed. Riga Technical University and CEB, Riga 1992, pp. 2.68-2.78.

- [44] Burns, N.H.; E Hemakon, R., "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate", *Proceedings ASCE*, Vol. 103, nº ST6, Jun. 1977, p. 1237-1255.
- [45] Cánovas, M.F., "*Las Resinas Epóxi en la Construcción*", Instit. Eduardo Torroja, Madrid, 1981.
- [46] Cánovas, M.F., "*Patología y Terapéutica del Hormigon Armado*", Colégio de Ingenieros de Caminos, Canales y puertos, 3ª edicion, 1994.
- [47] Cánovas, M.F., "Reparaciones y Refuerzos de Estructuras de Hormigón Armado Mediante Resinas Epoxi", IDIEM, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 1974.
- [48] Carmo, R.N.F., "*Ancoragem de Armaduras Pré-Esforçadas por Pré-Tensão*", Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 1999.
- [49] Cervenka, J.; Cervenka, V.; e Eligehausen, R., "Fracture-plastic material model for concrete. Application to analysis of powder actuated anchors", *Proceedings of the 3^d International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FRAMCOS-3)*, Japão, 1998, pp. 1107-1116.
- [50] Cervenka, J.; e Papanikolaou, V.K., "Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete", *International Journal of Plasticity*, Vol. 24, 2008, pp. 2192-2220.
- [51] Cervenka, V., "Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete", *Journal Proceedings*, ACI, V.82, No.6, 1985, pp. 877-882.
- [52] Cervenka, V., "Simulating a Response", *Concrete Engineering International*, V.4, No.4, 2000, pp. 45-48.
- [53] Cervenka, V., "Computer Simulation of Failure of Concrete Structures for Practice", *1st fib Congress 2002 - Concrete Structures in 21 Century*, Osaka, Japan, Keynote Lecture in Session 13, 2002, pp. 289-304.
- [54] Cervenka, V., "Simulation of Shear Failure Modes of Reinforced Concrete Structures", *EURO-C 1998-Computational Modelling of Concrete Structures*, Badgastein, Austria, Março/Abril, 1998.
- [55] Cervenka, V.; Cervenka, J.; e Jendele, L., "Bond in Finite Element Modelling of Reinforced Concrete", *Proceedings of International Conference on Computational*

Modelling of Concrete Structures (EURO-C 2003), St. Johann im Pongau, Austria, 2003, pp. 189-194.

- [56] Cervenka, V.; Cervenka, J.; e Pukl, R., "ATENA - A Tool for Engineering Analysis of Fracture in Concrete", *Academy Proceedings in Engineering Sciences*, V.27, No.4, 2002, pp. 485-492.
- [57] Cervenka, V.; e Cervenka, J., "Computer Simulation as a Design Tool for Concrete Structures", *Proceedings of International Conference in Civil Engineering on Computer Applications (ICCE-96)*, Bahrain, 1996.
- [58] Cervenka, V.; e Margoldova, J., "Tension Stiffening Effect in Smeared Crack Model", *Engineering Mechanics: Proceedings of the 10th Conference*, Colorado, EUA, 1995, pp. 655-658.
- [59] Cervenka, V.; e Pukl, R., "Computer Models of Concrete Structures", *Structural Engineering International*, IABSE, V.2, No.2, 1992, pp. 103-107.
- [60] Cervenka, V.; Pukl, R.; Ozbolt, J.; e Eligehausen, R., "Mesh Sensitivity Effects in Smeared Finite Element Analysis of Concrete Fracture", *Proceedings of International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FRAMCOS-2)*, 1995, pp. 1387-1396.
- [61] Chen, J.F.; e Teng, J.G., "Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.127, No.7, Jul. 2001, pp.784-791.
- [62] Clímaco, J.C.T.S.; e Regan, P.E., "Evaluation of Bond Strength between Old and New Concrete in Structural Repairs", *Magazine of Concrete Research*, 53, No.00, 2001.
- [63] Comité Euro-International du Béton, "Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (redesign)", Bulletin d'Information n° 162, 1983.
- [64] Comité Euro-International du Béton, "CEB-FIP Model Code 90", 1993.
- [65] Comité Euro-International du Béton, "Contributions to the Design of Prestressed Concrete Structures", Bulletin d'Information n° 212, 1992.
- [66] Comité Euro-International du Béton, "Manual of Cracking and Deformations", 1985.

- [67] Cook, R.A.; Bishop, M.C.; Hagedoorn, H.S.; Sikes, D.; Richardson, D.S.; Adams, T.L.; e De Zee, C.T., “*Adhesive Bonded Anchors: Bond Properties and Effects on Inservice and Installation Conditions*”, Report No. 94-2A, University of Florida, Department of Civil Engineering, College of Engineering, Gainesville, 1994.
- [68] Cook, R.A.; Doerr, G.T.; e Klinger, R.E., “Bond Stress Model for Design of Adhesive Anchors”, *ACI Structural Journal*, V.90, No. 5, Set.-Out. 1993, pp. 514-524.
- [69] Cook, R.A.; e Konz, R., “Factors Influencing Bond Strength of Adhesive Anchors”, *ACI Structural Journal*, V.98, No. 1, Jan.-Fev. 2001, pp. 76-86.
- [70] Cook, R.A.; Eligehausen, R.; e Appl, J.J., “Overview: Behaviour of Adhesive Bonded Anchors”, *Beton und Stahlbetonbau*, 102, 2007, pp. 16-21.
- [71] Cook, R.A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; e Konz, R.C., “Behaviour and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete”, *ACI Structural Journal*, V.95, No.1, Jan.-Fev. 1998, p. 9-25.
- [72] Cousins, Th. E., “*Bond of Epoxy Coated Prestressing Strand*”, Tese Doutorado, UMI, 1986.
- [73] Cousins, Th. E.; Badeaux, M.; e Moustafa. S., “Proposed Test for Determining Bond Characteristics of Prestressing Strand”, *PCI Journal*, Vol. 37, N° 1, 1992, pp. 66-73.
- [74] Cousins, Th. E.; Francis, L.; e Gopu, V., “Spacing and Concrete Cover Requirements for Epoxy-coated Prestressing Strands”, *Bond in Concrete: From Research to Practice*, Ed. Riga Technical University and CEB, Riga, 1992. pp. 5.81-5.90.
- [75] Cousins, Th. E.; Francis, L.; Stallings, J.M.; e Gopu, V., “Spacing and Concrete Cover Requirements for Epoxy-coated Prestressing Strand in Unconfined Sections”, *PCI Journal*, Vol. 38, N° 5, 1993, pp. 76-84.
- [76] Cousins, Th. E.; Johnston, D.W.; e Zia, P., “Development Length of Epoxy-coated Prestressing Strand”, *ACI Materials Journal*, Vol. 87, N° 4, 1990, pp. 309-318.
- [77] Cousins, Th. E.; Johnston, D.W.; e Zia, P., “Transfer Length of Epoxy-coated Prestressing Strand”, *ACI Materials Journal*, Vol. 87, N° 3, 1990, pp. 193-203.
- [78] Cousins, Th. E.; Johnston, D.W.; e Zia, P., “Transfer and Development Length of Epoxy-coated and Uncoated Prestressing Strand”, *PCI Journal*, Vol. 35, N° 4, 1990, pp. 92-103.

- [79] Cousins, Th. E.; Stallings, J.M.; e Simmons, M.B., "Reduced Strand Spacing in Pretensioned, Prestressed Members", *ACI Structural Journal*, Vol. 91, N° 3, 1994, pp. 277-286.
- [80] CPT PCM-8, Method of Test for flexural strength and deflection of polymer-modified mortar, TC 113, RILEM, 1995.
- [81] D. Van Gemert, "Special Design Aspects of Adhesive Bonding of Plates", *ACI Special Publication SP 165 (2), Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive bonded Plates*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, EUA, 1996, pp. 25-41.
- [82] Daly, A.F.; E Witarnawan, W., "Strengthening of Bridges using External Post-Tensioning", *EASTS'97*, Seoul, 1997.
- [83] Daly, A.F.; e Woodward, R.J., "Strengthening of Concrete Structures using External Post-Tensioning", TRL, 2000.
- [84] De Borst, R., "Non-linear analysis of frictional materials", Tese Doutorado, Delft University of Technology, Holanda, 1986.
- [85] den Uijl, J.A. (1998). "Bond Modelling of Prestressing Strand", *ACI Special Publication SP-180 (7) - Bond and Development of Reinforcement – A Tribute to Dr. Peter Gergely*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, EUA, 1998, pp. 145-170.
- [86] den Uijl, J.A., "Transfer Length of Prestressing Strands in HPC", *Progress in Concrete Research*, Delft University of Technology, Vol. 4, 1995, pp. 75-90.
- [87] den Uijl, J.A., "Background of the CEB-FIP Model Code 90 Clauses on Anchorage and Transverse Tensile Actions in the Anchorage Zone of Prestressed Concrete Members", *CEB Bulletin d'Information N° 212*, 1991, pp. 72-94.
- [88] den Uijl, J.A., "Bond and Splitting Action of Prestressing Strand", *Bond in Concrete: From Research to Practice*, Ed. Riga Technical University and CEB, Riga, 1992, pp. 2.79-2.88.
- [89] Doerr, G.T. e Klingner, R.E., "Adhesive Anchors: Behavior and Spacing Requirements", Research Project No.1162-2, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin, Março, 1989.

- [90] Domone, P.L.J.; e Jefferis, S.A., “*Structural Grouts*”, Chapman & Hall, 1994, Londres.
- [91] Duarte, I., “*Comportamento ao Punçoamento de Lajes Fungiformes Reforçadas com Parafusos*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2008.
- [92] Duarte, I.; Ramos, A.; e Lúcio, V., “Strengthening of Flat Slabs with Transverse Reinforcement”, *Proceedings of CCC 2008 - Challenges for Civil Construction*, FEUP, Porto, Abril, 2008.
- [93] Dyngeland, R. C.; Hoiseth, K.; Opheim, E.; e Hole, A., “Nonlinear Analysis of Reinforced Members Subjected to Punching Shear, Computer Modelling of Concrete Structures”, *Proc. Of EURO-C 1994 International Conference*, Innsbruck, 1994.
- [94] Ebead, U.; e Marzouk, H., “Fibre-Reinforced Polymer Strengthening of Two-Way Slabs”, *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, Set.-Out. 2004, pp. 650-659.
- [95] Ebead, U.; e Marzouk, H., “Strengthening of Two-Way Slabs using Steel Plates”, *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 1, Jan.-Fev. 2002, pp. 23-31.
- [96] El Maaddawy, T.; e Soudki, K., “Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Slabs with Mechanically-Anchored Unbonded FRP System”, *FRPRCS-8*, Universidade de Patras, Julho de 2007.
- [97] Eligehausen, R.; Cook, R.A.; e Appl, J., “Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors”, *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 6, Nov.-Dez. 2006, pp. 822-831.
- [98] Eligehausen, R.; Mallée, R.; e Silva, J., “*Anchorage in Concrete Construction*”, Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 2006
- [99] El-Salakawy, E.; Soudki, K.; e Polak, M. A., “Punching Shear Behaviour of Flat Slabs Strengthened with Fiber Reinforced Polymer Laminates”, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol.8, No. 5, Set.-Out. 2004, pp. 384-392.
- [100] Emmons, P.H., “*Concrete Repair and Maintenance Illustrated*”, R.S. Means Company Inc, 1994.
- [101] European Organization for Technical Approvals (EOTA), “*Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete. Part 5: Bonded Anchors, Second Amendment*”, Brussels, 2008.

- [102] Farhey, D.; Adin, M.; e Yankelevsky, D.Z., "Repaired RC Flat-Slab-Column Subassemblages under Lateral Loading", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.121, No.11, Nov. 1995, pp. 1710-1720.
- [103] FCT UNL e Lúcio, V., "Sistema de pós-tensão com ancoragens por aderência para estruturas de betão", PT 103785 A, Janeiro 2009.
- [104] Federation International du Beton, "*Model Code 2010, First Complete Draft*", fib Bulletins N° 55 and 56, 2010.
- [105] Federation Internationale de la Précontrainte, "*Recommendations for the Design of Post-Tensioned Slabs and Foundation Rafts*", 1998.
- [106] Federation Internationale de la Précontrainte, "*Repair and Strengthening of Concrete Structures*", FIP Guide to Good Practice, Thomas Telford, Londres, 1991.
- [107] Federation Internationale du Béton, "*Bond of Reinforcement in Concrete, State-of-the-Art Report*", Bulletin n° 10, 2000.
- [108] Federation Internationale du Béton, "*Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Technical Report*", Bulletin n° 14, 2001.
- [109] Federation Internationale du Béton, "*Practitioners Guide to Finite Element Modelling of Reinforced Concrete Structures, State-of-the-Art Report*", Bulletin n° 45, 2008.
- [110] Federation Internationale du Béton, "*Punching of Structural Concrete Slabs, Technical Report*", Bulletin n° 12, 2001.
- [111] Federation Internationale du Béton, "*Retrofitting of Concrete Structures by Externally Bonded FRPs, with Emphasis on Seismic Applications, Technical Report*", Bulletin n° 35, 2006
- [112] Georgopoulos, T., "Verbesserung des Bruchverhaltens PunkOrmig Gestützter Stahlbetonplatten", *Bautechnik*, 65, 1988.
- [113] Ghali, A.; Favre, R.; e Elbadry, M., "*Concrete Structures – Stresses and Deformations*", E & FN Spoons, 3ª Edição, Londres, 2002.
- [114] Ghali, A.; Sargious, M.A.; e Huizer, A., "Vertical prestressing of flat plats around columns", *ACI SP 42 - Shear in Reinforced Concrete*, Detroit, 1974, pP. 905-920.

- [115] Godfrey, J.; e Sharkey, P., "Plate Bonding to Strengthen Hall Floor2, *Constr. Repair*, Julho-Agosto, 1996, Pp. 39-40.
- [116] González-Vidosa, F.; Kotsovos, M.; e Pavlovic, M., "Symmetrical Punching of Reinforced Concrete Slabs: An Analytical Investigation Based on Nonlinear Finite Element Modelling", *ACI Structural Journal*, Vol. 85, 1988, pp. 241-250.
- [117] Goris, J.M., "*Laboratory evaluation of cable bolt supports (in two parts)*", Unites States Department of the Interior, Bureau of Mines, 1991.
- [118] Gross, S.P.; e Burns, N.H., "Transfer and Development Length of 15.2 Mm (0.6 In.) Diameter Prestressing Strand in High Performance Concrete: Results of the Hoblitzell-Buckner Beam Tests", Research Report 580-2, Center For Transportation Research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin, Junho 1995.
- [119] Grow, J.B.; e Vanderbilt, M.D., "Shear Strength of Lightweight Aggregate Flat Plates", *PCI Journal*, Vol. 12, nº4, Agosto de 1967, pp. 18-28.
- [120] Guyon. Pretensioned Concrete: Theoretical and Experimental Study, Paris, 1953.
- [121] Hallgren, M., "Non-Linear FE Analyses of Column Footings Loaded to Punching Shear Failure", *Proceedings of the International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs*, Bulletin 57, Institutionen for Byggekonstruktion, Kungl Tekniska Hogskolan (KTH), Estocolomo, Junho, 2000, pp. 75– 83.
- [122] Hallgren, M., "*Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs*", Tese Doutoramento, Bulletin 23, Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology (KTH), Estocolomo, Suécia, 1996.
- [123] Hallgren, M.; e Bjerke, M., "Non-linear finite element analysis of punching shear failure of column footings", *Cement & Concrete Composites*, Vol. 24, 2002, pp.491-496.
- [124] Hallgren, M.; e Kinnunen, S., "Increase of Punching Shear Capacity by using High-Strength Concrete", *4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-Performance Concrete*, Paris, 1996, pp. 1037-1046.
- [125] Hanson, N.; ev Kaar, P., "Flexural Bond Test of Pretensioned Prestressed Beams", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 30, Nº 7, 1959, pp. 783-802.
- [126] Hanson, N.W.; "Influence of Surface Roughness of Prestressing Strand on Bond Performance", *PCI Journal*, Vol. 14, Nº 1, 1969, pp. 32-45.

- [127] Harajli M. H., "Strengthening of Concrete Beams By External Prestressing," *PCI Journal*, Vol. 38, No. 6, 1993, pp. 76-88.
- [128] Harajli M., "Effect of Span-Depth Ratio on the Ultimate Steel Stress in Unbonded Prestressed Concrete Members", *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 3, 1990, pp. 305-312.
- [129] Harajli, M. H. e Kanj, M. Y., "Service Load Behaviour of Concrete Members Prestressed With Unbonded Tendons", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 9, 1992, pp. 2569-2589.
- [130] Harajli, M. H. e Kanj, M. Y., "Ultimate Flexural Strength of Concrete Members Prestressed With Unbonded Tendons", *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 6, 1991, pp. 663-673.
- [131] Harajli, M. H.; Soudki, K. A.; e Kudsi, T., "Strengthening of Interior Slab-Column Connections Using a Combination of FRP Sheets and Steel Bolts", *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol. 10, No.5, Set.-Out. 2006, pp. 399-409.
- [132] Harajli, M., e Hijazi, S., "Evaluation of the Ultimate Steel Stress in Partially Prestressed Concrete Members," *PCI Journal*, Vol. 36, No. 1, 1991, pp. 62-82.
- [133] Harajli, M., Khairallah, N., e Nassif, H., "Externally Prestressed Members: Evaluation of Second-Order Effects", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No.10, 1999, pp. 1151-1161.
- [134] Harajli, M.H., "On the Stress in Unbonded Tendons at Ultimate: Critical Assessment and Proposed Changes", *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 6, 2006, pp. 803-812.
- [135] Harajli, M.H.; Maalouf, D.; e Khatib, H., "Effect of Fibers on the Punching Shear Strength of Slab-Column Connections", *Cement & Concrete Composites*, 17, Elsevier Science, 1995, pp. 161-170.
- [136] Hassan, T.; e Rizkalla, S., "Investigation of Bond in Concrete Structures Strengthened With Near Surface Mounte Carbon Fiber Reinforced Polymer Strips", *ASCE Journal Of Composites For Construction*, Vol.7, No.3, Ago. 2003, pp.248-257.
- [137] Hassanzadeh, G., "*Betongplattor pa Pelare Dimensioneringsmetoder for Plattor med icke Vidhafiande Spiinnarmering*", Bulletin 43, Institutionen fir Byggkonstruktion, Kungl Tekniska Hiigskolan (KTH), Estocolmo, 1998.

- [138] Hassanzadeh, G.; e Sundquist, H., "Influence of Post-Tensioned Reinforcement Distribution on Design of Prestressed Reinforcement in Column Supported Flat Slabs", *Proceedings of the International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs*, Bulletin 57, Institutionen for Bygghkonstruktion, Kungl Tekniska Hogskolan (KTH), Estocolmo, Junho, 2000, pp.457-466.
- [139] Hassanzadeh, G.; e Sundqvist, H., "Strengthening Of Bridge Slabs On Columns", *Nordic Concrete Research* 21, 1998.
- [140] Helene, P., "*Manual Para Reparo, Reforço e Protecção de Estruturas de Concreto*", PINI, 1992.
- [141] Hemakon, R., "*Strength and Behaviour of Post-Tensioned Slabs with Unbonded Tendons*", Tese Doutoramento, University of Texas, Austin, Texas, 1975.
- [142] Hillerborg, A.; Modéer, M.; e Petersson, P.E., "Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by means of Fracture Mechanics and Finite Elements", *Cement & Concrete Research*, Vol. 16, Pergamon Press, 1976, pp. 773-782.
- [143] HILTI, "*Fastening Technology Manual*", 2005.
- [144] Hordijk, D.A., "*Local approach to fatigue of concrete*", Tese Doutoramento, Delft University of Technology, Holanda, 1991.
- [145] Hoyer, E.; e Friedrich, E., "Beitrag zur Frage der Haftspannung in Eisenbetonbauteilen", *Beton and Eisen* (Berlin), Vol. 50, Nº 9, 1939, pp. 717-736.
- [146] Hyett, A.J.; Bawden, W.F.; Mascorran, G.R. e Moosavi, M., "A Constitutive Law for Bond Failure of Fully-grouted Cable Bolts Using a Modified Hoek Cell", *Int. Journal Rock Mechanics Mining Science & Geomechanical Abstracts*, Vol. 32, Nº 1, 1995, pp. 11-36.
- [147] Inácio, M.: "Comportamento ao Punçãoamento de Lajes Fungiformes Reforçadas com Parafusos – Efeito da Área e Posicionamento da Ancoragem", Dissertação de Mestrado, Lisboa, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2010.
- [148] Instituto Português da Qualidade, "*NP EN 1990 Eurocódigo 0: Bases para o Projecto de Estruturas*", 2009

- [149] Instituto Português da Qualidade, “*NP EN 1991-1-1- Acções em Estruturas – Parte 1.1: Acções gerais – Pesos Volúmicos, peso próprio, sobrecargas em edifícios*”, 2009.
- [150] Instituto Português da Qualidade, “*NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*”, 2010.
- [151] Instituto Português da Qualidade, “*NP EN 1992-1-2 Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo*”, 2010.
- [152] IPQ (Instituto Português da Qualidade), “*NP EN 10002-1 2006: Materiais Metálicos. Ensaio de Tracção Parte 1: Método de Ensaio à Temperatura Ambiente*”, Lisboa, 2006
- [153] IPQ (Instituto Português da Qualidade), “*NP EN 12390-1:2003: Ensaios do Betão Endurecido - Parte 1: Forma, Dimensões e outros Requisitos para o Ensaio de Provetes e para os Moldes*”, Lisboa, 2003
- [154] IPQ (Instituto Português da Qualidade), “*NP EN 12390-2 2003: Ensaios de Betão Endurecido - Parte 2: Execução e Cura dos Provetes para Ensaios de Resistência Mecânica*”, Lisboa, 2003
- [155] IPQ (Instituto Português da Qualidade), “*NP EN 12390-3 2003: Ensaios de Betão Endurecido - Parte 3: Resistência à Compressão dos Provetes de Ensaio*”, Lisboa, 2003.
- [156] IPQ (Instituto Português da Qualidade), “*NP EN 196-1:2006: Métodos de Ensaios de Cimentos - Parte 1: Determinação das Resistências Mecânicas*”, Lisboa, 2006.
- [157] Janney, J., "Nature of Bond in Pretensioned Prestressed Concrete", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 25. N° 9. 1954, pp. 717-737.
- [158] Janney, J.R.; "Report of Stress Transfer Length Studies on 270 k Prestressing Strand", *PCI Journal*, Vol. 8, N° 1, 1963, pp. 41-45.
- [159] Júlio, E., “*Influência da Interface no Comportamento de Pilares reforçados com Encamisados de Betão Armado*”, Tese de Doutoramento, Coimbra, Universidade de Coimbra, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2001.
- [160] Kaar, P.H.; Hanson, N.W., "Bond Fatigue Tests of Beams Simulating Pretensioned Concrete Crossties", *PCI Journal*, Vol 20, N° 1, 1975, pp. 65-80.

-
- [161] Kaar, P.H.; LaFraugh, R.W.; Mass, M.A., "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length", *PCI Journal*, Vol. 8, N° 5, 1963, pp. 47-67.
- [162] Kaar, P.H.; Magura, D.D., "Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders", *PCI Journal*, Vol. 10, N° 6, 1965, pp. 20-34.
- [163] Kim, J.Y.; Longworth, J.M.; Wight, R.G.; e Green, M.F., "Flexure of Two-Way Slabs Strengthened with Prestressed or Nonprestressed CFRP Sheets", *ASCE Journal Of Composites For Construction*, Vol.12, No. 4, Julho-Agosto 2008, pp. 366-374.
- [164] Kinnunen, S., "Punching of Concrete Slabs with Two-Way Reinforcement", *Meddelande*, nr. 41, Institutionen fir Byggnadsstatik, Kungl Tekniska Hiigskolan (KTH), Estocolmo, 1963.
- [165] Kinnunen, S.; e Nylander, H., "Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement", *Meddelande*, n° 38, Kungl Tekniska Hiigskolan (KTH), Estocolmo, 1960.
- [166] Kollegger, J.; e Mehlhorn, G., "Experimentelle und Analytische Untersuchungen zur Aufstellung eines Materialmodels", *Gerissene Stahbetonscheiben*, Nr.6 Forschungsbericht, Massivbau, Gesamthochschule Kassel, 1988.
- [167] Krishnamurthy, K., "Development of a Viscoplastic Consistent Tangent FEM Model with Applications to Adhesive Bonded Anchors", Tese Doutorado, Gainesville, University of Florida, 1996.
- [168] Kunz, J., "Chemical Fastenings for Fatigue Loads", *Joining Techniques in the Building Construction Industry. International Klebetechnik-Symposium*, Munique, 2003.
- [169] Kunz, J.; Ruiz, M.F.; e Muttoni, A., "Enhanced Safety with Post-Installed Punching Shear Reinforcement", *Tailor Made Concrete Structures-Proceedings of the International FIB Symposium 2008*, Amsterdam, pp. 679-684.
- [170] L'Hermite, R., "L'application des Colles et Resins dans la Construction, Le Béton à Coffrage Portent", *Annales ITBTP n° 239*, Paris, 1967.
- [171] L'Hermite, R., "Renforcement des Ouvrages en Béton et en Maçonnerie par Collage", *Annales ITBTP n° 349*, Paris, 1977.
- [172] L'Hermite, R.; e Bresson, J., "Béton Armé par Collage d'armature", *Coloquio RILEM – Ed. Eyrolles*, Paris, 1967.

- [173] Laboratório Nacional de Engenharia Civil, “*Verificação da Segurança de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado em Relação à Acção do Fogo*”, Recomendações LNEC, Lisboa, 1990.
- [174] Ladner, M.; e Weder, C., “*Concrete Structures with Bonded External Reinforcement*”, EMPA Report nº 206, Zurique, 1981.
- [175] Laldji, S., “Bond Characteristics of Prestressing Strand in Grout”, Thesis Submitted for a Degree of Master of Philosophy, University of Leicester, Outubro 1987.
- [176] Laldji, S.; e Young, A.G., “Bond Between Steel Strand and Cement Grout in Ground Anchorages”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 40, Nº 143, 1988, pp. 90-98.
- [177] Laurencet, P. ; Rotilio, J.D.; Jaccoud, J.P. ; e Favre, R., “*Influence des actions variables sur l’etat permanent des ponts en beton precontraint*”, Swiss Federal Institute of Technology, IBAP, Lausanne, Suíça, Maio, 1999.
- [178] Lee, J.H.; Yoon, Y.Y.; Lee, S.; Cook, W.; e Mitchell, D., “Enhancing Performance of Slab-Column Connections”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V.134, n.3, Mar.-Abr. 2008, pp. 448-457.
- [179] Lee, Y. M.; Mitchell, D.; e Harris, P.J., “Lessons from Structural Performance –Slabs Containing Improperly Placed Reinforcing”, *Concrete International*, Vol. 1, nº 6, Junho, 1979, p. 45-53.
- [180] Leonhardt, F., “*Construções de Concreto. V. 5*”, Editora Interciência, 1979.
- [181] Lu, X.Z.; Teng, J.G.; ye, L.P.; e Jilang, J.J., “Intermediate Crack Debonding in FRP-strengthened RC beams: FE Analysis and Strength Model”, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol.11, No.2, Abr. 2007, pp.161-174.
- [182] Lúcio, V.: *Estruturas de Betão Armado I*, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2009.
- [183] Lúcio, V.J.G., “*Waffle Slab Structures under Vertical and Horizontal Loading*”, Tese Submetida para o Grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa, 1991.
- [184] Lúcio, V.J.G.; Ramos, A.; e Faria, D.M.V., “Reforço de Lajes Fungiformes, Anomalias, Causas e Soluções”, *SILE 08, Seminário Internacional Sobre Ligações Estruturais, Reforço, Reabilitação e Pré-Fabricação de Estruturas*, Faculdade de Ciências e

Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, HILTI e Ordem dos Engenheiros, Lisboa, Novembro, 2008.

- [185] Luis, M. e Ramos, A., “Estudo Experimental do Punçoamento Cíclico em Lajes Fungiformes Reforçadas com Pré-Esforço Transversal”, *Encontro Nacional Betão Estrutural 2008*, Guimarães, Novembro, 2008.
- [186] Maekawa, K.; Pimanmas, A.; e Okamura, H., “*Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*”, Spon Press, 2003.
- [187] Marzou, H.; e Jiang, D., “Finite element Evaluation of Shear Enhancement of High-Strength Concrete Slabs”, *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No.6, Novembro-Dezembro, 1996, pp.667-673.
- [188] Marzouk, H. e Hussein, A., “Experimental Investigation on the Behaviour of High-Strength Concrete Slabs”, *ACI Structural Journal*, Nov.-Dez., V. 88, No. 6, 1991, pp. 701-713.
- [189] Marzouk, H.; e Chen, Z., “Finite Element Analysis of High Strength Concrete Slabs”, *ACI Structural Journal*, Vol. 90, 1993, p. 505-513.
- [190] Mays, G.C.; e Hutchinson, A.R., “*Adhesives in Civil Engineering*”, Cambridge University Press, 1992.
- [191] McPeake, F. A., “*Post-Punching Resistance of Internal Slab-Column Connections*”, Department of Civil Engineering, The Queen's University of Belfast, BSc Honours Project, Maio, 1980.
- [192] McVay, M.; Cook, R.A.; e Krishnamurthy, K., “Pullout Simulation of Postinstalled Chemically Bonded Anchors”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 9, Setembro 1996, pp. 1016-1024.
- [193] Meier, U., “Carbon Fiber-reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering”, *IABSE Structural Engineering International*, Vol. 2, No.1, 1992, pp. 7-12.
- [194] Meier, U.; Deuring, M.; Meier, H.; e Schwegler, G., “*CFRP Bonded Sheets. Fibre-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications*”, Edited by A. Nanni, Elsevier Science, Amsterdão, Holanda, 1993.
- [195] Melo, G. S. S. A., “*Behaviour of Reinforced Concrete Flat Slabs after Local Failure*”, Tese Doutoramento, Polytechnic of Central London, Agosto, 1990.

- [196] Menétrey, P., “*Numerical Analysis of Punching Failure in Reinforced Concrete Structures*”, Thèse de Doctorat n° 1279, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 177 p. Lausanne, Suíça, 1994.
- [197] Menétrey, P.; e Brühwiler E., “*Shear Strengthening of Existing Reinforced Concrete Slabs Under Concentrated Loads*”, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Département de Génie Civil, 1996.
- [198] Menétrey, P.; e William, K.J., “Triaxial Failure Criterion for Concrete and Its Generalization”, *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No.3, Maio-Junho, 1995, pp.311-318.
- [199] Menétrey, Ph., “Synthesis of punching failure in reinforced concrete”, *Cement & concrete Composites*, Vol. 24, 2002, pp.497-507.
- [200] Mojtahedi, S.; e Gamble, W., “Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete,” *ASCE Journal of the Structural Division*, vol. 104, No. 7, 1978, pp. 1159-1164.
- [201] Monteiro, L.; e Gomes, A., “Reforço de Lajes de Betão Armado – Modelos de Dimensionamento e Verificação Da Segurança”. *Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas*, Lisboa, 2000.
- [202] Mukhopadhyaya, P.; e Swamy, N., “Interface Shear Stress: A New Design Criterion for Plate Debonding”, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol.5, No.1, Fev. 2001, pp.35-43.
- [203] Muller, A.; e Zilch, K., “New Insights Into Mechanisms Influencing the Bond Strength Between Old And New Concrete”, *Proceedings of 37th Conference of Canadian Society of Civil Engineering*, Quebec, 2008.
- [204] Munger, F.; Wicke, M.; e Randl, N., “Design of Shear Transfer in Concrete-Concrete Composite Structures”, *Composite Construction – Conventional and Innovative International Conference*, Innsbruck, 1997.
- [205] Muttoni, A., “Punching Shear of Reinforced Concret Slabs without Transverse Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Jul-Ago., V. 105, No. 4, 2008, pp. 440-450.
- [206] Muttoni, A.; e Ruiz, M.F., “*Design Method for Post-installed Punching Shear Reinforcement with HILTI Tension Anchors HZA*”, Report 06-A01-R1b, Ecole Polytechnique de Lausanne, 2007.

- [207] Muttoni, A.; Ruiz, M.F.; e Guandalini, S., “*Poinçonnement des Ponts-Dalles*”, Documentation SAI, 4.FHB/ASTRA Studententageng, Neues aus der Brückenforschung, D0223, Berna, Suíça, 2007, pp. 85-94.
- [208] Naaman A. E.; Burns N.; French C.; Gamble W. L.; e Mattock A. H., “Stresses in Unbonded Prestressing Tendons at Ultimate: Recommendation,” *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 4, 2002, pp. 518-529.
- [209] Naaman, A. E., “A New Methodology For The Analysis of Beams Prestressed With External or Unbonded Tendons,” *ACI SP-120 - External Prestressing in Bridges*, Detroit, 1990, pp. 339-354.
- [210] Naaman, A. E., “PC Beams With Unbonded Tendons: Analysis in Cracked, Uncracked, and Ultimate State,” *ACI SP-231 - Historic Innovations in Prestressed Concrete*, 2005, pp. 105-127.
- [211] Naaman, A.; e Alkhairi, F., “Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons; Part 1 – Evaluation of the State-of-the-Art,” *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, 1991, pp. 641-651.
- [212] Naaman, A.; e Alkhairi, F., “Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons; Part 2 - Proposed Methodology,” *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 6, 1991, pp. 683-692.
- [213] Naaman, A.; e Siriaksorn, A., “Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams,” *PCI Journal*, Vol. 24, No. 2, 1979, pp. 64-89.
- [214] Ng, C. K., “Tendon Stress and Flexural Strength of Externally Prestressed Beams,” *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 5, 2003, pp. 644-653.
- [215] Ngo, D.T., “Punching Shear Resistance of High-Strength Concrete Slabs”, *Electronic Journal of Structural Engineering*, V. 1, No.1, 2001.
- [216] Nielsen, M. P., “*Limit Analysis and Concrete Plasticity*”, 2ª Edição, CRC Press, Boca Raton, FL, 1999.
- [217] Nordin, H., “*Strengthening Structures with Externally Prestressed Tendons*”, Lulca University of Technology, 2004.

- [218] Nylander, H.; Kinnunen, S.; e Ingvarsson, H., “Genomsstansning av Pelarunderstodda Plattbro av Betong med Spand och Ospand Armering”, *Meddelande*, nº 123, Institutionen for Byggnadsstatik, Kungl Tekniska Hogskolan (KTH), Estocolomo, 1977.
- [219] Oehlers, D.J., “Reinforced Concrete Beams with Plates Glued to their Soffits”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V.118, n.8, Agosto 1992, pp.2023-2038.
- [220] Oehlers, D.J.; e Moran, J.P., “Premature Failure of Externally Plated Reinforced Concrete Beams”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V.116, n.4, Abril 1990, pp.978-995.
- [221] of Post-Tensioned Slabs and Foundations”, *Structural Concrete*, nº3, 143-149, 2000.
- [222] Ozbolt, J.; Vocke, H.; e Eligehausen, R., “Three-Dimensional Numerical Analysis of Punching Failure”, *Proceedings of the International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs*, Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology (KTH), Estocolomo, Junho, 2000, pp. 65-74.
- [223] Polak, M. A., “Modelling Punching Shear of RC Slabs using Layered Finite Elements”, *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 1, Jan.-Fev. 1998, pp. 71-80.
- [224] Polak, M. A., “Shear Analysis of Reinforced Concrete Shells Using Degenerat Elements”, *Computers and Structures*, No. 68, 1998, pp. 17-29.
- [225] Post-Tensioning Institute, “*Post-Tensioning Manual*”, Sixth Edition, 2006.
- [226] Pralong, J.; Brandli, W.; e Thurlimann, B., “*Durchstanzversuche an Stahlbeton und Spannbetonplatten*”, Bericht nr. 7305-3, Institut fur Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, Dezembro, 1979.
- [227] Ramdane, K.E., “Punching Shear of High Performance Concrete Slabs”, *4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete*, Paris, 1996, pp.1015-1026.
- [228] Ramos, A.M.P., “*Reparação e Reforço de Lajes Fungiformes ao Punçoamento*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1995
- [229] Ramos, A.M.P., “*Resistência ao Punçoamento de Lajes Fungiformes Pré-Esforçadas*”, Tese de Doutoramento, Lisboa, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2003.

- [230] Ramos, A.M.P.; e Lúcio, V.J.G., “Resistência ao Punçoamento de Lajes Fungiformes Pré-Esforçadas, Método Alternativo de Cálculo”, *Revista Internacional Construlink*, nº 12, Vol. 4, 2006.
- [231] Ramos, A.M.P.; Lúcio, V.; e Regan, P.E., “Repair and Strengthening Methods of Flat Slabs for Punching”, *International Workshop On Punching Shear Capacity of RC Flat Slabs*, Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering, Stockholm, Junho de 2000.
- [232] Ramos, A. M. P. e Lúcio, V., “Post-Punching Behaviour of Prestressed Concrete Flat Slabs”, *Magazine of Concrete Research*, Thomas Telford , Volume: 60, Issue: 4, Maio de 2008, pp: 245–251.
- [233] Randl, N., “*Investigations on Load Transfer Between Old and New Concrete at Different Surface Roughnesses*”, Dissretation, Leopold-Fgranzens, Universidade de Innsbruck, 1997.
- [234] Randl, N.; e Zilch, K., “Strengthening of Structures with Concrete Overlays: Current Research, Regulations and Practice”, *fib Symposium - Concrete: 21st Century Superhero*, Londres, 2009.
- [235] Rasmussen, B. H., “Betonindstobde Tvaerbelastede Bolts og Dornes Baereevne”, *Bygningsstatistiske Meddelelser*, 34, Copenhagen, Novembro, 1963, pP. 39-55.
- [236] Regan, P. E., “*Design of Reinforced Concrete Slabs*”, Construction Industry Research and Information Association, CIRIA Project 220, Outubro, 1978.
- [237] Regan, P. E., “*Punching Shear in Prestressed Concrete Slab Bridges*”, Report to the Department of Transport, Engineering Structures Research Group, Polytechnic of Central London, Londres, Janeiro, 1983.
- [238] Regan, P. E., “*The Punching Resistance of Prestressed Concrete Slab Bridges*”, Report to the Department of Transport, Engineering Structures Research Group, Polytechnic of Central London, Londres, Abril, 1981.
- [239] Regan, P.E. e Braestrup, M.W., “*Punching Shear in Reinforced Concrete - A State of Art Report*”, Bulletin nº 168, Comité Euro-International du Béton, 1985
- [240] Regan, P.E., “*Behaviour of Reinforced Concrete Flat Slabs*”, Report 89, CIRIA, 1981.

- [241] Regan, P.E.; e Chattopadhyay, B., “*Shear Tests of Prestressed Bridge Slabs Supported by Interior Columns*”, Report to the Department of Transport, Engineering Structures Research Group, Polytechnic of Central London, Londres, Julho, 1982.
- [242] Reguengo, R., “*Comportamento da Ligação Pilar-Fundação em Estruturas Pré-Fabricadas com Armaduras Salientes do Pilar*”, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Caparica, 2010.
- [243] Rizkalla, S.; e Hassan, T., “Effectiveness of FRP for Strengthening Concrete Bridges”, *IABSE Structural Engineering International*, Vol. 12 (2), Fev. 2002, pp.89-95.
- [244] Ruiz, J.G., “*Influencia de la Rugosidad y la de Armadura Transversal en Comportamiento de las Piezas Compuestas Solicitadas a Flexión*”, Tese Doutoramento, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica De Madrid, 1992.
- [245] Russel, B.W.; e Burns, N.H., “*Design Guidelines for Transfer, Development and Debonding of Large Diameter Seven Wire Strands in Prestensioned Concrete Girders*”, Research Report No. 1210-5F, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin, Janeiro 1993.
- [246] Saadatmanesh, H.; e Malek, A.M., “Design Guidelines for Flexural Strengthening of RC Beams With FRP Plates”, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol.2, No.4, Nov. 1998, pp.158-164.
- [247] SAP 2000, *Computers and Structures, Inc.*, Berkeley, California, 2002.
- [248] Seim, W.; Horman, M.; karbhari, V.; e Seible, F., “External FRP Poststrengthening of Scaled Concrete Slabs”, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Maio 2001, pp. 67-75.
- [249] Service d’Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), “*Precontrainte Exterieur*”, Fevereiro, 1990.
- [250] Shehata, I. A., “*Punching of Prestressed and Non-Prestressed Reinforced Concrete Flat Slabs*”, M.Phil. Thesis, Polytechnic of Central London, Londres, 1982.
- [251] SIKA, “*Ficha de Produto Icosit KC 220/60: Ligante Epóxico Fluído de Alta Resistência*”, 2007.

- [252] SIKA, “*Ficha de Produto Sika Addiment EH1: Adjuvante para Caldas Expansivas*”, 2007.
- [253] Silva, L.F.M.; Magalhães, A.G.; e Moura, M.F.S.F., “*Juntas Adesivas Estruturais*”, Publindústria, 2007.
- [254] Silva, M. e Biscaia, H., Effects of exposure to saline humidity on bond between GFRP and concrete. *Composite Structures*, 93, pp. 216-224, 2010.
- [255] Silva, M. e Biscaia, H., Degradation of bond between FRP and RC beams. *Composite Structures*, 85(2), pp. 166-174, 2008.
- [256] Souza, V.C.M. e Ripper, T., “*Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*”, PINI, 1998.
- [257] Spadea, G.; Bencardino, F.; e Swamy, R.N., “Structural Behavior of Composite RC Beams With Externally Bonded CFRP”, *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol.2, No.3, Nov. 1998, pp.132-137.
- [258] Staller, M. A., “Analytical Studies and Numerical Analysis of Punching Shear Failure in Reinforced Concrete Slabs”, *Proceedings of the International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs*, Bulletin 57, Institutionen for Byggkonstruktion, Kungl Tekniska Hogskolan (KTH), Estocolomo, Junho, 2000, pp. 376-374.
- [259] Stocker, M.F., e Sozen, M.A., “*Investigation of Prestressed Concrete for Highway Bridges, Part V: Bond Characteristics of Prestressing Strand*”, Bulletin 503. Urbana: University of Illinois Engineering Experiment Station, 1970.
- [260] Swamy, R.N.; Jones, R.; e Bloxham, J.W., “Structural Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates”, *Structural Engineer*, nº 65A, Londres, 1987.
- [261] Tabatabai, H.; e Dickson, Th., “The History of the Prestressing Strand Development Length Equation”, *PCI Journal*, Vol. 38, N° 5, 1993, pp. 64-75.
- [262] Taljsten, B., “*Plate Bonding, Strengthening of Existing Concrete Structures With Epoxy Bonded Plates of Steel or Fibre Reinforced Plastics*”, Tese Doutorado, Lulea University of Technology, Division of Structural Engineering, Lulea, Suécia, 1994.
- [263] Taljsten, B., “Strengthening of Beams by Plate Bonding”, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.9, No.4, Nov. 1997, pp.206-212.

- [264] Tan, K. e Naaman, A.E., "Strut-and-Tie Model for Externally Prestressed Concrete Beams", *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 6, 1993, pp. 683-691.
- [265] Tan, K. e Ng, C., "Effects of Deviators and Tendon Configuration On Behaviour of Externally Prestressed Beams", *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 1, 1997, pp. 13-22.
- [266] Tassi, G., "Contribution to the Components of Bond between Prestressing Wire and Concrete", *Bond in Concrete: From Research to Practice*, Ed. Riga Technical University and CEB, Riga, 1992, pp. 2.107-2.112.
- [267] Tassios, T.P.; e Scarpas, A., "A Model for Local Crack Behavior", *IABSE Structural Engineering*, 1986, pp. 35-42.
- [268] Tassios, T.P.; e Tsoukantas, S.G., "Shear Resistance of Connections Between Reinforced Concrete Linear Precast Elements", *Structural Journal of ACI*, Vol. 86, ns 3, Maio-Junho 1989, pp. 242-249.
- [269] Tassios, T.P.; e Vintzeleou, E., "Concrete to Concrete Friction", *Journal of Structural División, ASCE*, Vol. 103, ne 4, Abril 1987, pp. 832-849.
- [270] Teng, J.G.; Chen, J.F.; Smith, S.T.; e Lam, L., "*FRP Strengthened RC Structures*", John Wiley & Sons, Inglaterra, 2002.
- [271] Tomaszewicz, A., "*High-strength Concrete SP2 - Plates and Shells*". Report 2.3, Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs. Report No. STF70A93082, SINTEF, Trondheim, 1993.
- [272] Triantafillou, T.; Deskovic, N.; e Deuring, M., "Strengthening of Concrete Structures With Prestressed Fiber Reinforced Plastic Sheets", *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No.3, Maio-Jun. 1992, pp. 235-244.
- [273] Tsoukantas, S.G.; e Tassios, T.P., "Shear Resistance of Connections Between Reinforced Concrete Linear Precast Elements", *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No.3, Maio-Junho, 1989, pp.242-249.
- [274] Van Mier J.G.M., "Multi-axial strain-softening of concrete, Part I: Fracture", *Materials and Structures*, RILEM, Vol. 19, No. 11, 1986.
- [275] Vargas, E.N.Z., "*Punção em Lajes-Cogumelo de Concreto de Alta Resistência Reforçado com Fibras de Aço*", São Carlos. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlo, Universidade de São Paulo, 1997.

- [276] Vargas, J.C., "*Estudio Experimental de la Adherencia de Cordones Pretesos en Hormigones de Altas Prestaciones Iniciales*", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valência, 2001.
- [277] Vecchio, F.J.; e Collins, M.P., "Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear ",*ACI Structural Journal*, Vol. 83, No.2, Março-Abril, 1986, pp.219-231.
- [278] Walraven, J.C., "*Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis*". Tese Doutorado, Delft University Press, 1980.
- [279] Walther, R.; e Soretz, St., "Versuche uber den Einfluß der Korzusammensetzung des Betons auf den Verbund", *Beton und Stahlbetonbau*, No. 65, 1967, pp. 121-127.
- [280] Weerasekera, I., "*Transfer and Flexural Bond in Pretensioned Prestressed Concrete*", Tese Doutorado, UMI, 1991.
- [281] Xiao, R.Y.; e O'Flaherty, T., "Finite-element analysis of tested concrete connections", *Computers & Structures*, Vol. 78, 2000, pp.247-255.
- [282] Zamora, N.A.; Cook, R.A.; Konz, R.; e Consolazio, G.R., "Behavior and Design of Single, Headed and Unheaded, Grouted Anchors Under Tensile Load", *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No.2, Mar-Abr. 2003, pp. 222-230.
- [283] Zhang, J.W.; Teng, J.G.; Wong, Y.L.; e Lu, Z.T., "Behavior of tTwo-way RC Slabs Externally Bonded with Steel Plate", *ASCE Journal of Stuctural Engineering*, Abril 2001, pp. 390-397.

ANEXO I

CÉLULAS DE CARGA PARA ENSAIOS DE LONGO PRAZO

Para a realização dos ensaios de longo prazo (secção 4.7) foi necessário dispor de quatro células de carga, que pudessem estar em uso permanente durante um longo período de tempo.

Estas células de carga foram feitas em aço e instrumentadas com quatro extensómetros eléctricos, formando uma ponte de Wheatstone (Fig. I.1) do tipo completa. As células de carga tinham por objectivo medir apenas a carga axial a que estavam sujeitas.

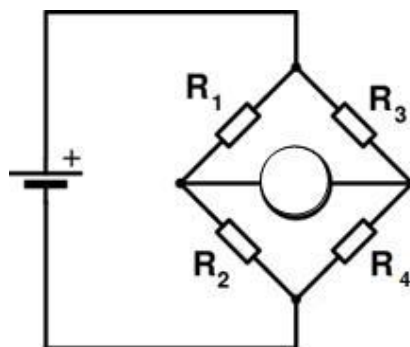


Figura I.1 – Ponte completa de Wheatstone.

O perfil usado para a elaboração das células de carga tinha a forma de um cilindro oco, sendo dimensionado admitindo uma tensão de serviço de cerca de 100 MPa, tendo em conta as forças a que estariam sujeitas. Na Fig. I.2 pode-se observar a posição dos extensómetros no cilindro oco que forma a célula de carga. Foram colados quatro extensómetros, dois longitudinalmente e dois transversalmente, diametralmente opostos.

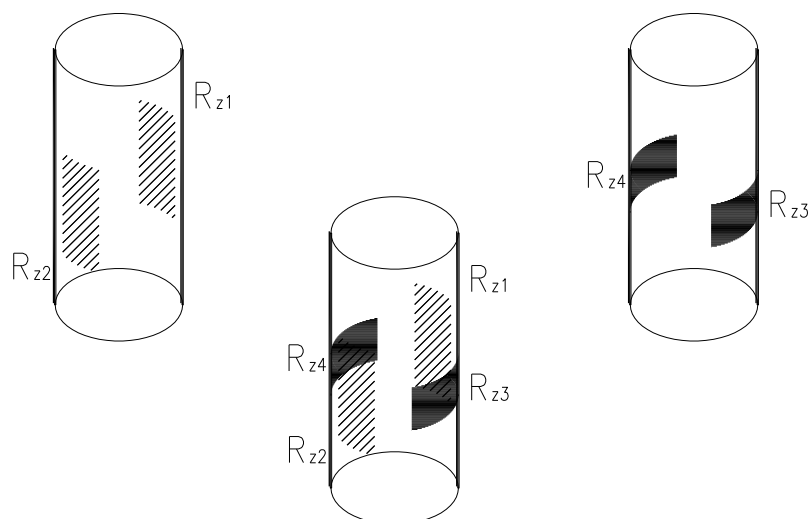


Figura I.2 – Esquema da posição dos extensómetros nas células de carga.

As dimensões das células de carga e a sua montagem são apresentadas na figura seguinte. O cilindro oco está soldado em ambas as extremidades a uma chapa metálica, com o objectivo de distribuir uniformemente a força em todo o perímetro do cilindro. Na base da célula existe uma outra chapa que está desligada, com um corte que permitia verificar a correcta injeção do furo com o agente de aderência (Fig. I.3 e Fig. I.4).

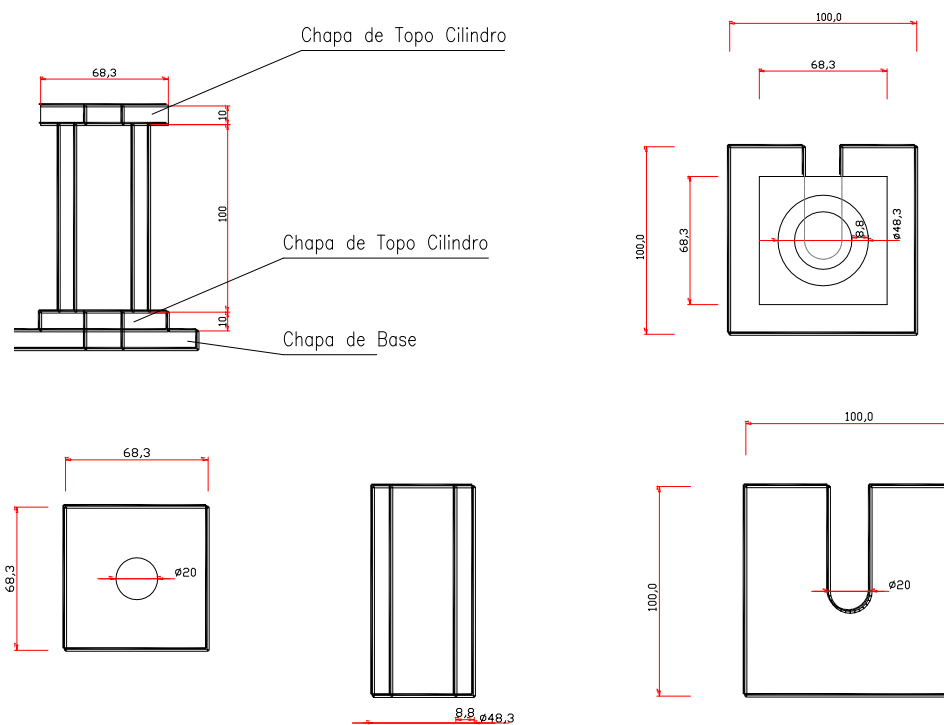


Figura I.3 – Dimensões e esquema das células de carga.



Figura I.4 – Células de carga montadas.

Os extensômetros usados eram da marca TML, modelo FLA-5-11 a 120 ohms, devidamente protegidos. As células de carga foram pintadas com uma tinta anticorrosiva e calibradas, usando uma prensa INSTRON - Mod. 1343, até uma força máxima de 200 kN. Foram feitas várias leituras às células usando a prensa INSTRON, para vários patamares de carga. A partir dessas leituras foi determinado o valor médio e erro relativo dos valores medidos para cada patamar. Nos quadros seguintes (Quadro I.1 a Quadro I.4) apresentam-se os resultados dos ensaios de calibração para cada uma das células de carga:

Quadro I.1 – Calibração da célula de carga 1.

Força (kN)	Valores medidos (mV/V)				Erro Rel. (%)
	1ª série	2ª série	3ª série	Valores médios	
0	0	0	0	0	0
50	0.3653	0.3659	0.3655	0.3656	0.06
100	0.7331	0.7337	0.7333	0.7334	0.03
150	1.0979	1.0981	1.0979	1.0980	0.01
200	1.4617	1.4639	1.4623	1.4626	0.06

Quadro I.2 – Calibração da célula de carga 2.

Força (kN)	Valores medidos (mV/V)				Erro Rel. (%)
	1ª série	2ª série	3ª série	Valores médios	
0	0	0	0	0	0
50	0.3652	0.3653	0.3654	0.3653	0.02
100	0.7325	0.7326	0.7327	0.7326	0.01
150	1.1028	1.1029	1.1027	1.1028	0.01
200	1.4770	1.4759	1.4751	1.4760	0.05

Quadro I.3 – Calibração da célula de carga 3.

Força (kN)	Valores medidos (mV/V)				Erro Rel. (%)
	1ª série	2ª série	3ª série	Valores médios	
0	0	0	0	0	0
50	0.4013	0.4007	0.4004	0.4008	0.08
100	0.7842	0.7843	0.7838	0.7841	0.03
150	1.1592	1.1598	1.1594	1.1595	0.02
200	1.5330	1.5324	1.5314	1.5323	0.04

Quadro I.4 – Calibração da célula de carga 4.

Força (kN)	Valores medidos (mV/V)				Erro Rel. (%)
	1ª série	2ª série	3ª série	Valores médios	
0	0	0	0	0	0
50	0.3400	0.3420	0.3430	0.3417	0.32
100	0.6960	0.6970	0.6990	0.6973	0.16
150	1.0500	1.0510	1.0540	1.0517	0.15
200	1.4050	1.4050	1.4090	1.4063	0.13

ANEXO II

LEVANTAMENTO FOTOGRÁFICO DOS MODELOS ENSAIADOS

Neste anexo mostram-se algumas fotografias dos modelos ensaiados, com o objectivo de mostrar o aspecto do tipo de rotura obtido nos ensaios de lajes.

Para este efeito, procedeu-se ao corte com disco diamantado dos modelos de lajes, em duas direcções ortogonais. De notar que as fotos mostram o resultados não só da fase de rotura por punçoamento, mas também dos efeitos da pós-rotura, nomeadamente nos modelos reforçados.

Em alguns casos o cone de punçoamento tinha já sido destruído por intermédio de um martelo pneumático, pelo que nalgumas fotografias não é possível observar o cone troncocónico em betão.

Os cortes realizados são os representados na figura seguinte, em que a direcção do corte A-A coincide com a direcção do reforço (cordões 1 e 2) nos modelos DF2, DF3, DF5 e DF6, que corresponde também à direcção da menor altura útil da armadura longitudinal em todos os modelos. O corte B-B coincide com a direcção dos cordões 3 e 4 do modelo DF7 e à direcção da maior altura útil da armadura longitudinal em todos os modelos.

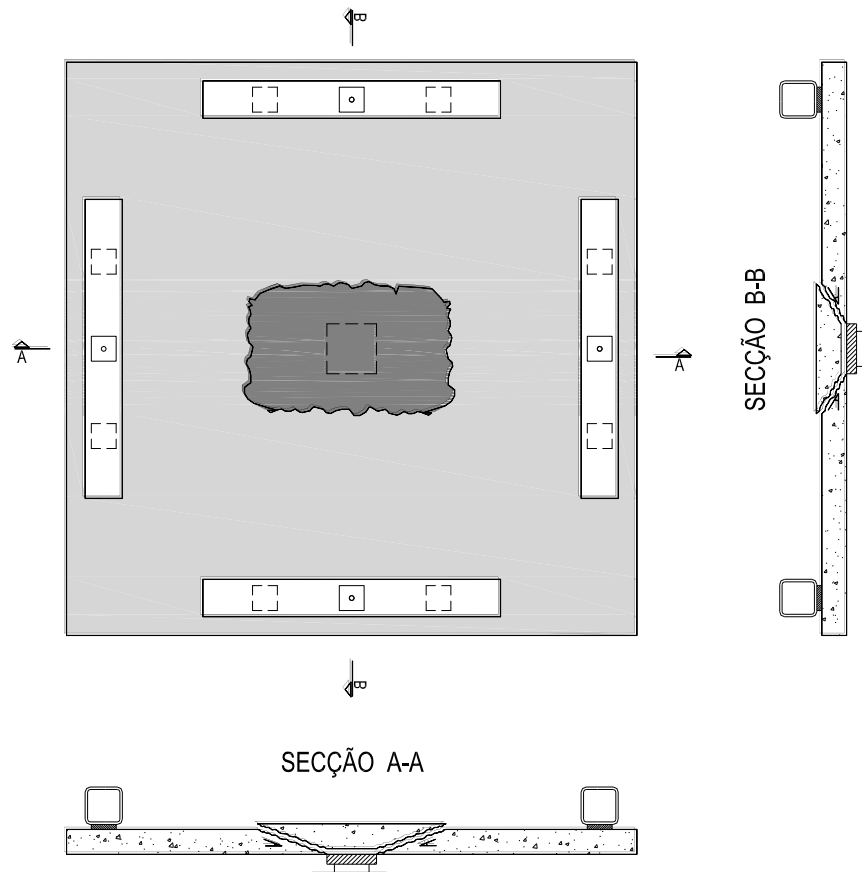


Figura II.1 – Esquema da forma da superfície de rotura.

Relativamente ao modelo DF1, importa mencionar que a operação de destruição do cone de betão com recurso a martelo pneumático não foi correctamente efectuada uma vez que foi destruída uma parte da superfície inclinada da laje, pelo que não se apresentam as respectivas fotografias.

Planta



Corte A-A

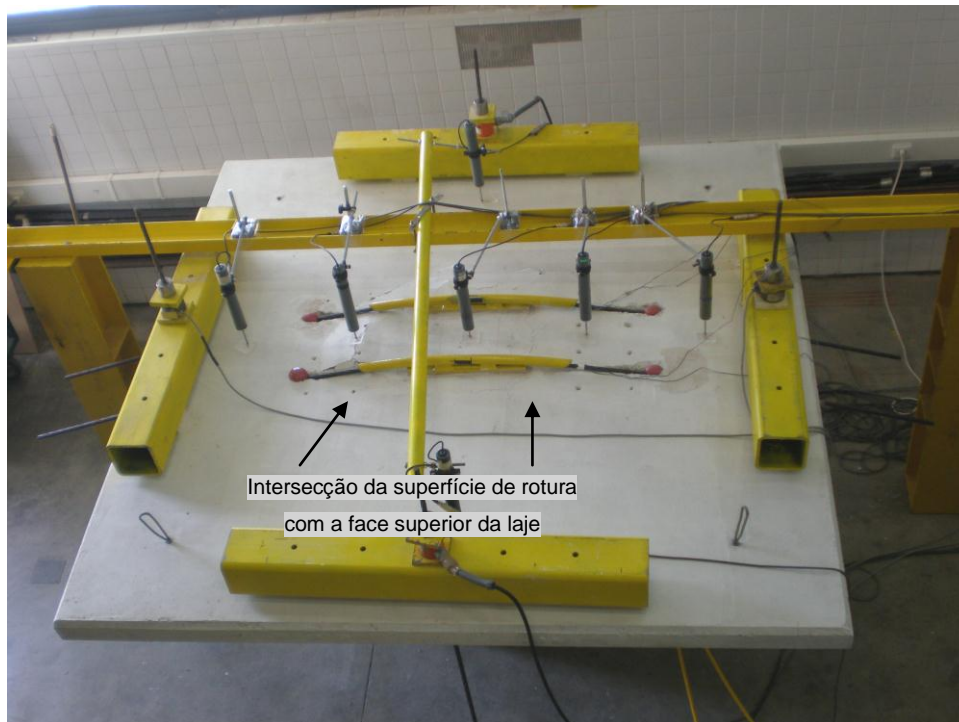


Corte B-B



Figura II.2 – Planta e cortes A-A e B-B do modelo DF2.

Planta



Corte A-A



Corte B-B



Figura II.3 – Planta e cortes A-A e B-B do modelo DF3.

Planta



Corte A-A



Corte B-B



Figura II.4 – Planta e cortes A-A e B-B do modelo DF4.

Planta



Corte A-A



Corte B-B



Figura II.5 – Planta e cortes A-A e B-B do modelo DF5.

Planta



Corte A-A



Corte B-B



Figura II.6 – Planta e cortes A-A e B-B do modelo DF6.

Planta



Corte A-A



Corte B-B



Figura II.7 – Planta e cortes A-A e B-B do modelo DF7.

FCT Fundação para a Ciência e a Tecnologia

MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, TECNOLOGIA E ENSINO SUPERIOR